ARUP

Amazon Data Service Italy srl

Progetto di Data Center Edificio A (Zibido San Giacomo)

ADS Italy srl – Progetto di Data Center Edificio A (Zibido San Giacomo)

Verifica stato limite ultimo e stato limite di esercizio delle fondazioni

A|30 Giugno 2026

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI BRESCIA
A 2542
Ingegnere
MATTEO TESTINI
Civile ed Ambientale
Industriale
dell'Informazione

This report takes into account the particular instructions and requirements of our client. It is not intended for and should not be relied upon by any third party and no responsibility is undertaken to any third party.

Job number 306525-00

Ove Arup & Partners
Corso Italia 1
Milan, 20122
Italy
arup.com

Signed with NamirialSign
MATTEO BRUNO
01/07/2026 12:36:42 UTC+0200

ARUP

Document Verification

Project title	ADS Edificio A
Document title	ADS Edificio A_Verifica stato limite ultimo e stato limite di esercizio delle fondazioni
Job number	306134-02
Document ref	n/a
File reference	

Revision	**Date**	**Filename**	ADS Edificio A_Verifica stato limite ultimo e stato limite di esercizio delle fondazioni		
A	30 Giugno 2026	**Description**	SIA_Integrazioni contributi MASE – Allegato su Verifica stato limite ultimo e stato limite di esercizio delle fondazioni		
			Prepared by	**Checked by**	**Approved by**
		Name	FM	AS	SL
		Signature			
		Filename			
		Description			
			Prepared by	**Checked by**	**Approved by**
		Name			
		Signature			

Issue Document Verification with Document ☑

1. Edificio principale

1.1 Progettazione delle fondazioni

1.1.1 Configurazione delle fondazioni profonde

Le fondazioni dell'edificio principale sono costituite da plinti/platee su pali CFA armati a supporto dei pilastri. I plinti/platee hanno spessore pari a circa 1,5 m e sono collegati da una fondazione continua in calcestruzzo armato di spessore pari a 0,35 m. Sono previste due tipologie di pali, con diametro D=1000 mm e D=800 mm, e due lunghezze, L=17 m e L=23 m (cfr. Tabella 1). Tali configurazioni sono state selezionate al fine di soddisfare i requisiti di stabilità verticale e laterale e di limitare i cedimenti differenziali, trasferendo i carichi agli strati più profondi caratterizzati da migliori proprietà meccaniche.

Sono stati considerati e verificati gli stati limite applicabili, in accordo con il DM 17/01/2018 (NTC 2018) e con la norma BS EN 1997-1, sia per condizioni statiche sia per condizioni sismiche.

Si evidenzia quanto segue:

- le condizioni di stabilità complessiva sono intrinsecamente soddisfatte poiché il livello del terreno è orizzontale;
- le verifiche geotecniche in condizioni di carico laterale sono state omesse in quanto risultano ampiamente soddisfatte;
- l'analisi del potenziale di liquefazione, riportata nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica, esclude il rischio di liquefazione per il sito; pertanto, le relative verifiche non sono state svolte;
- le verifiche allo stato limite ultimo (SLU) sono state eseguite secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Per le combinazioni sismiche, i coefficienti parziali delle azioni sono assunti pari all'unità, come previsto dalle NTC 2018.

Il dimensionamento delle fondazioni è stato condotto sulla base delle azioni risultanti dal modello strutturale. Nella figura seguente è riportata la planimetria generale delle fondazioni profonde, con distinzione cromatica delle diverse tipologie richiamate nei capitoli successivi.

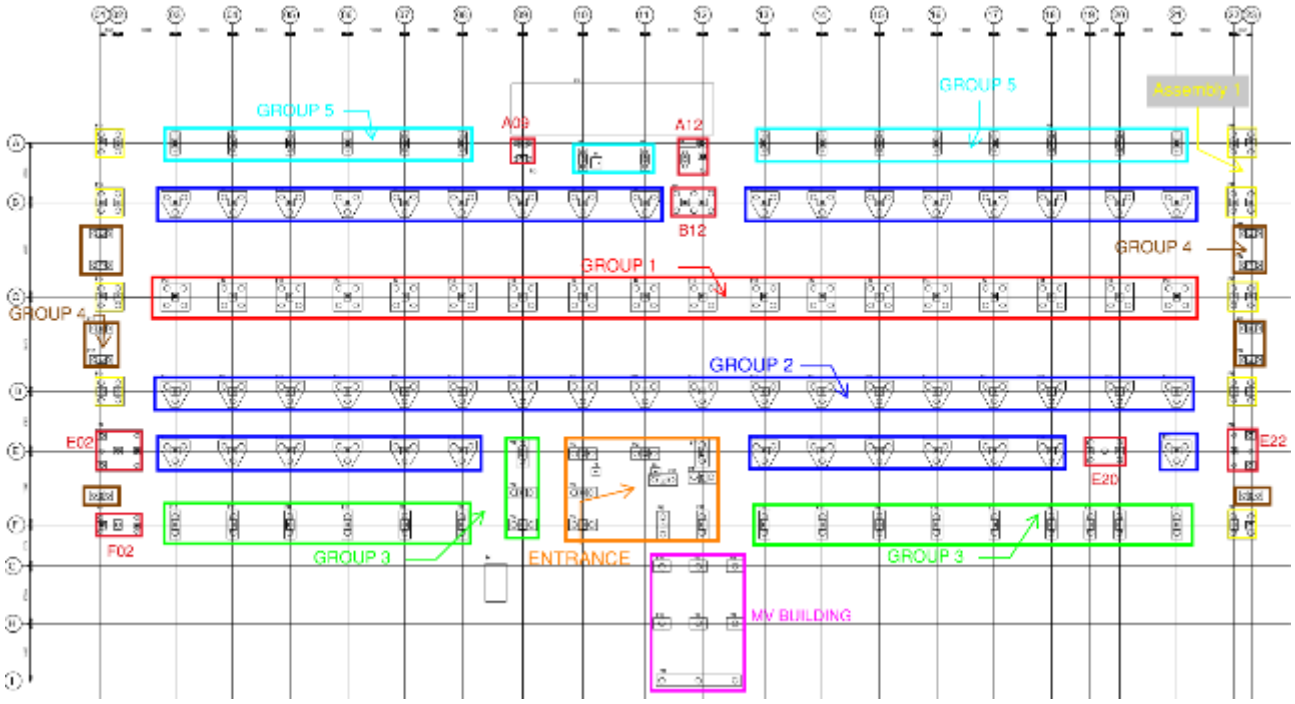


Figura 1 Pianta generale delle fondazioni profonde (edificio principale ed edificio MV)

Tabella 1 Legenda della planimetria delle fondazioni profonde

Tipo di fondazione	Spessore (m)	n°pali	Diametro (mm)	Lunghezza (m)
Gruppo 1 (Rosso)	1.5	4	1000	23
Gruppo 2 (Blu)	1.5	3	1000	23
Gruppo 3 (Verde)	1.5	2	1000	23
Gruppo 4 (marrone)	1.5	2	800	17
Gruppo 5 (Ciano)	1.5	2	800	17
Edificio MV (Magenta)	1.5	1	1000	17
Ingresso di gruppo (arancione)	1.5	2	1000	17
Ass1 (Giallo)	1.5	4	1000	17
Fondazione E02	1.5	7	800	17
Fondazione F02	1.5	5	800	17
Fondazione E22	1.5	6	800	17
Fondazione E20	1.5	5	1000	17
Fondazione B12	1.5	6	1000	17

Fondazione A12	1.5	5	800	17
Fondazione A09	1.5	4	800	17

1.1.2 Metodologia di calcolo

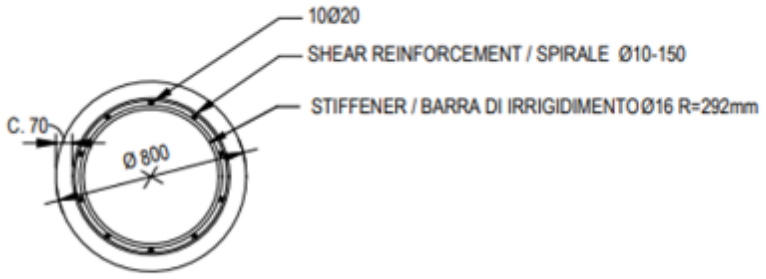
Le tipologie di pali e le relative armature sono definite nel rispetto dei requisiti strutturali degli elementi di fondazione (cfr. §7.2.5 delle NTC 2018), secondo cui i pali in calcestruzzo armato devono essere armati lungo l'intera lunghezza con armatura longitudinale e trasversale minima.

Le diverse tipologie di armatura adottate sono riportate nella Tabella 2, in Figura 2 e in Figura 3.

Tabella 2 Tipologie di armatura adottate per i pali di fondazione

Rinforzo	Sezione di rinforzo	Longitudinale	Trasversale
P1.1	Superiore	10ϕ20	Ø10-150
	Inferiore	10ϕ20	Ø10-150
P2.1	Superiore	12ϕ20	Ø10-150
	Inferiore	12ϕ20	Ø10-150
P2.2	Superiore	12ϕ20	Ø10-150
	Inferiore	12ϕ20	Ø10-150
P2.3	Superiore	12ϕ24	Ø10-150
	Inferiore	12ϕ20	Ø10-150
P2.4	Superiore	12ϕ24	Ø10-150
	Inferiore	12ϕ20	Ø10-150

P1.1 – D=800mm



P2.1 & P2.2 – D=1000mm

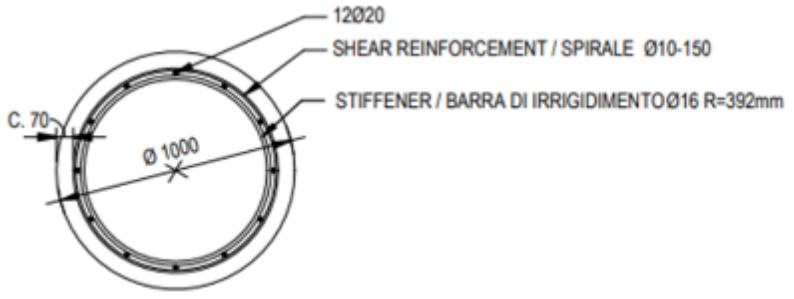
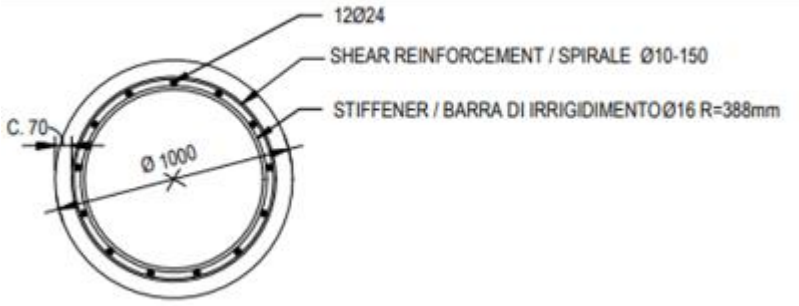


Figura 2 Armatura in acciaio per pali P1.1, P2.1 e P2.2

P2.3 & P2.4 – D=1000mm (Top)



P2.3 & P2.4 – D=1000mm (Bottom)

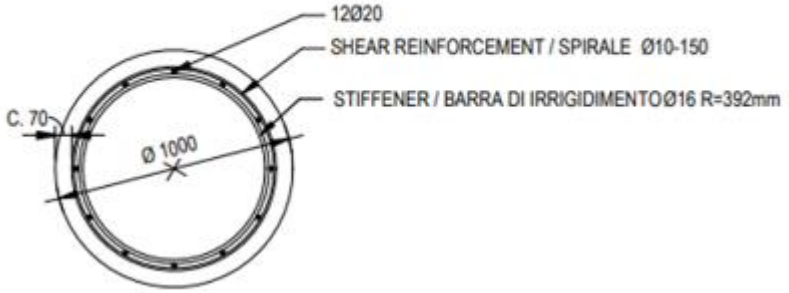


Figura 3 Armatura in acciaio per pali P2.3 e P2.4

Al fine di soddisfare le verifiche strutturali, in particolare in relazione alle sollecitazioni trasferite alla testa dei pali in condizioni sismiche, l'armatura in sommità è stata localmente incrementata, longitudinalmente e/o a taglio, per una lunghezza netta pari ad almeno 6 m; oltre tale profondità le verifiche risultano soddisfatte con l'armatura minima.

La tabella seguente sintetizza l'associazione tra le tipologie di pali e le corrispondenti tipologie di armatura.

Tabella 3 Associazione tra tipologie di pali e tipologie di armatura

Rinforzo	Tipo di palo	Diametro (mm)	Lunghezza L_{TOT} (m)
P1.1	P1.1	800	17
P2.1	P2.1	1000	23
P2.2	P2.2	1000	17
P2.3	P2.3	1000	23
P2.4	P2.4	1000	17

1.1.3 Metodologia di calcolo

Per modellare il comportamento del palo vengono utilizzati i seguenti input:

- parametri geotecnici derivanti dalla caratterizzazione del sottosuolo;
- geometria e proprietà dei materiali strutturali, in accordo con il progetto strutturale;
- la capacità portante del palo.

Le analisi sono state utilizzate per definire lunghezza, diametro e numero di pali necessari a soddisfare le verifiche normative previste per le fondazioni profonde.

Le azioni agenti sul sistema di fondazione sono state ricavate dalle risultanze del modello strutturale sviluppato con il software Oasys GSA. Per ciascuna fondazione su pali è stato selezionato un insieme di combinazioni di carico, in condizioni statiche e sismiche (SLU statico e SLV), finalizzato a massimizzare le singole azioni nelle diverse direzioni.

I calcoli dei gruppi di pali sono stati effettuati utilizzando Piglet (versione 6.1, 2019), un software sviluppato dal Prof. Randolph (2004). Le caratteristiche principali di Piglet sono riassunte di seguito:

- il software può analizzare la risposta di un singolo palo o di un gruppo di pali soggetti a condizioni di carico 3D generiche;
- nei gruppi di pali, il software tiene conto dell'interazione tra i pali;
- il terreno può essere modellato solo come elastico lineare e la rigidità del terreno varia linearmente con la profondità (terreno di Gibson);
- è possibile specificare un valore diverso del modulo di taglio per i carichi verticali e laterali, pur mantenendo lo stesso coefficiente di Poisson;
- si assume che i pali siano collegati in testa da un elemento rigido;

- è possibile svolgere analisi elastiche o, limitando il carico massimo assiale per ciascun palo, è possibile svolgere analisi “plastiche”.

L’ipotesi di collegamento rigido fra le teste dei pali può comportare, specialmente per carichi fortemente eccentrici, effetti di picco (azione assiale, taglio e momento flettente) marcati per i pali posizionati sui bordi/angoli dei plinti/zattere su pali.

Tutte le verifiche geotecniche allo Stato Limite Ultimo richieste dalla normativa (NTC2018) sono state svolte tramite Piglet. Piglet ha inoltre permesso di stimare le azioni interne da utilizzare per le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. dei pali stessi.

1.1.4 Verifiche SLU geotecniche

Le verifiche geotecniche risultano soddisfatte per le combinazioni di carico di progetto e per le configurazioni di pali selezionate.

I risultati sono riportati in termini di verifica delle azioni assiali in testa al palo, ove si registra il valore massimo del carico assiale. Tali risultati derivano dalle combinazioni di carico considerate (SLU statico e SLV). A titolo esemplificativo, i risultati sono presentati per fondazioni tipiche. I grafici seguenti riportano l'inviluppo dei casi di carico critici per ciascuna tipologia di fondazione. I risultati relativi alle restanti fondazioni sono riportati in Appendice A, dove sono presentati i corrispondenti inviluppi dei casi di carico critici.

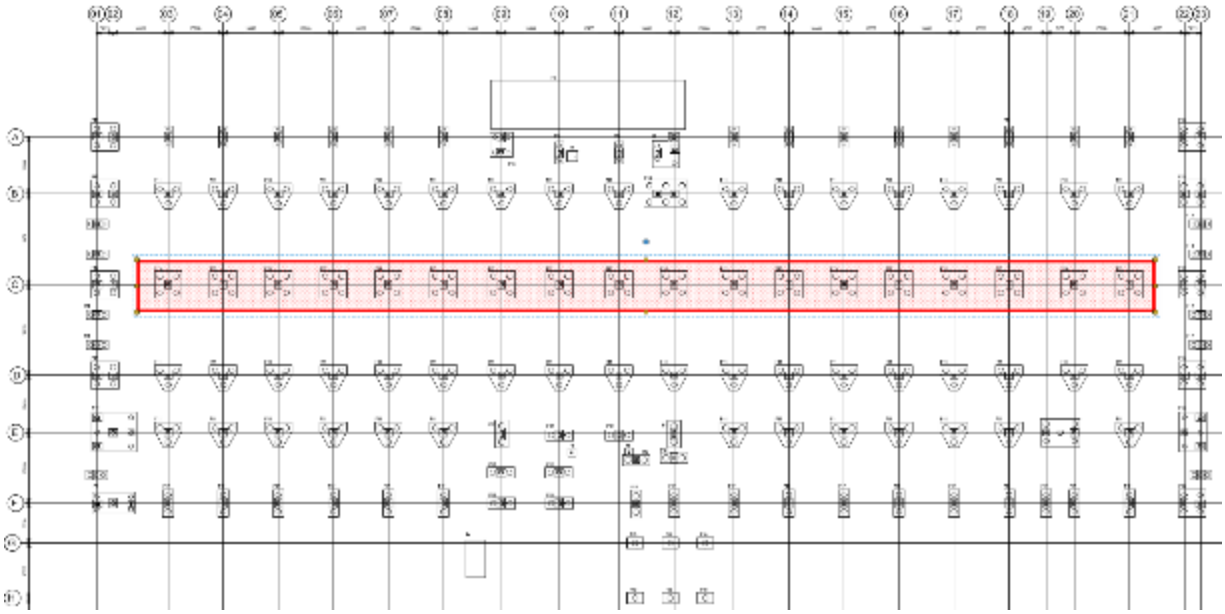


Figura 4 Vista in pianta della fondazione – Plinti del Gruppo 1

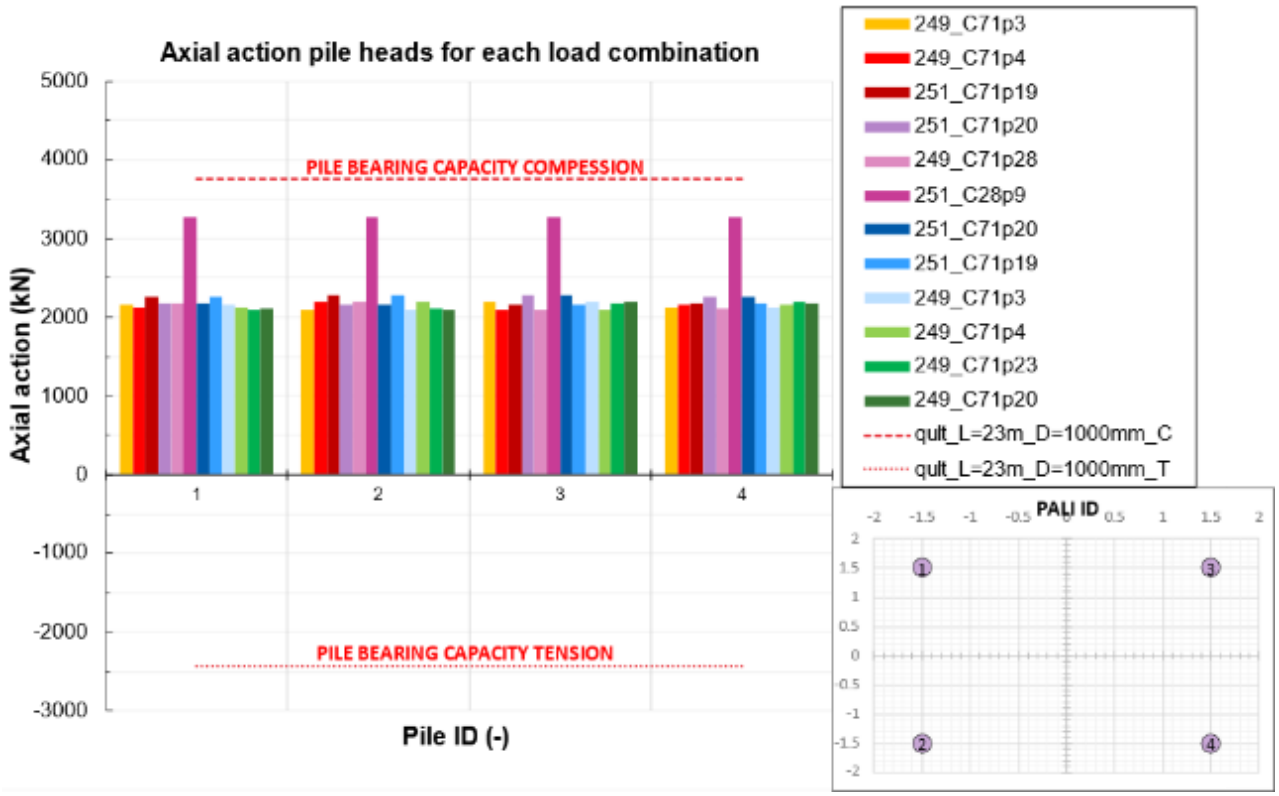


Figura 5 Forze assiali in testa palo per ciascun palo di fondazione tipica del Gruppo 1, per tutte le combinazioni di carico considerate.

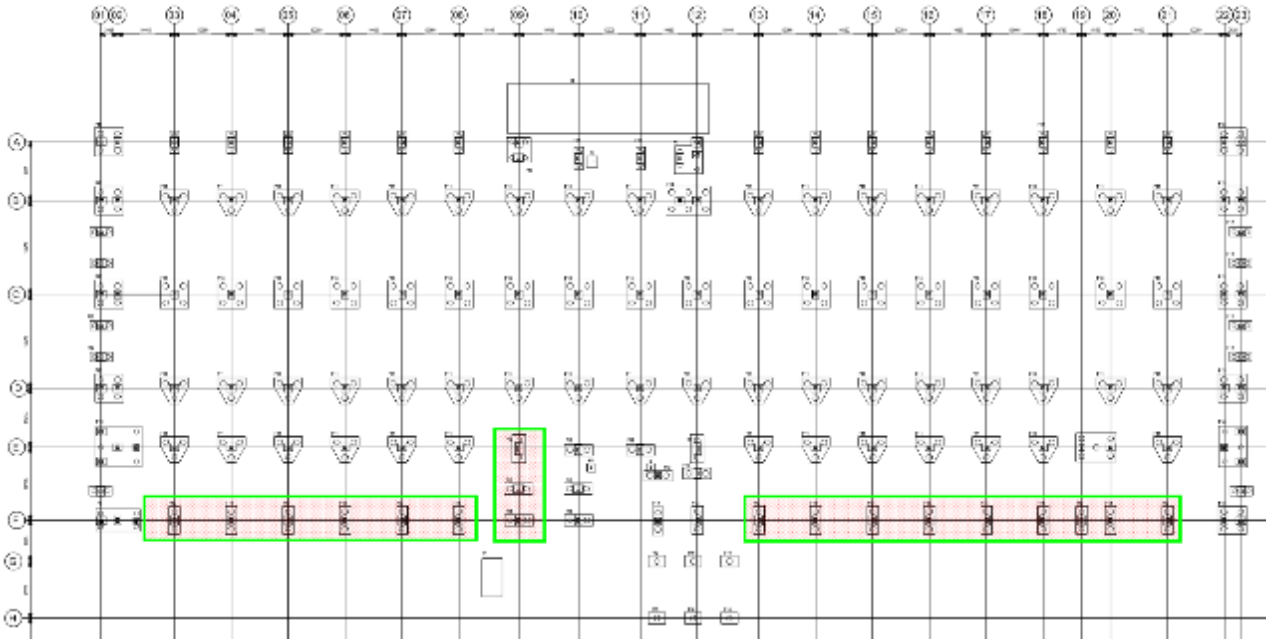


Figura 6 Vista in pianta della fondazione – Plinti del gruppo 3 (orizzontali)

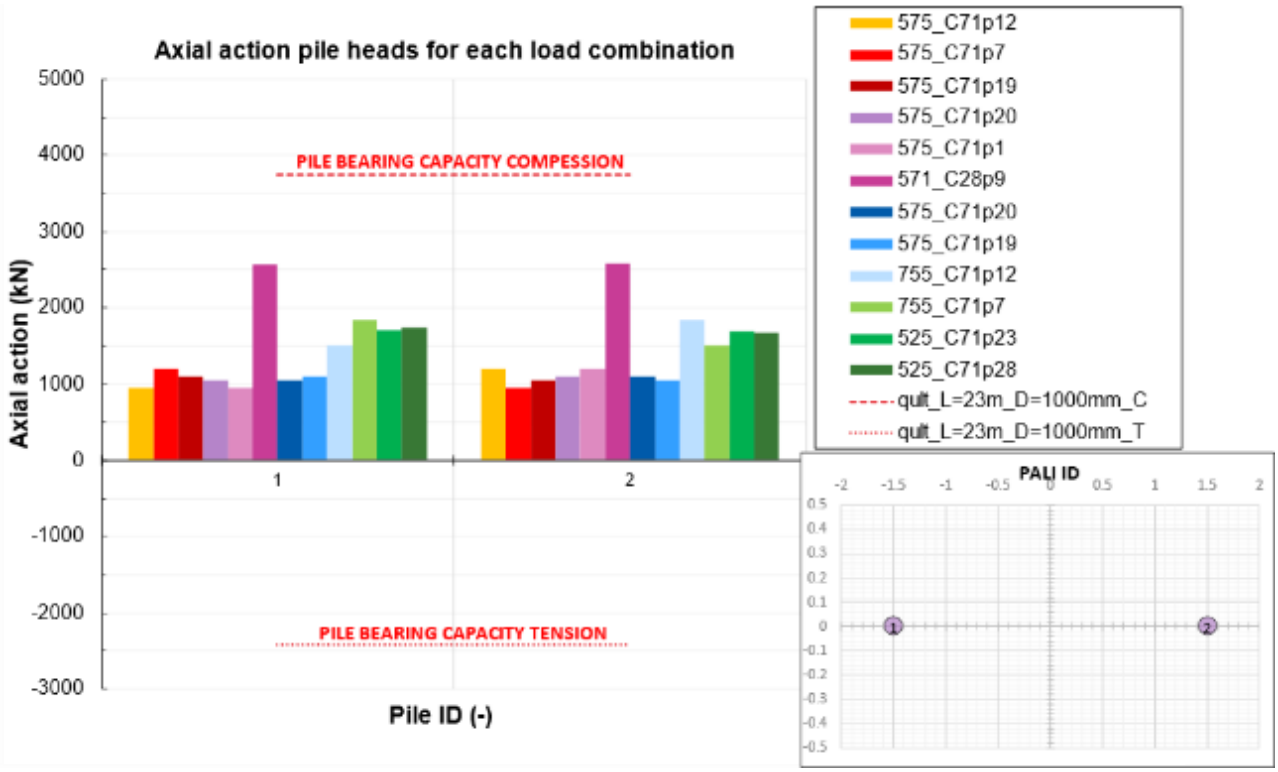


Figura 7 Forze assiali in testa palo per ciascun palo di fondazione tipica del Gruppo 3 (orizzontale), per tutte le combinazioni di carico considerate.

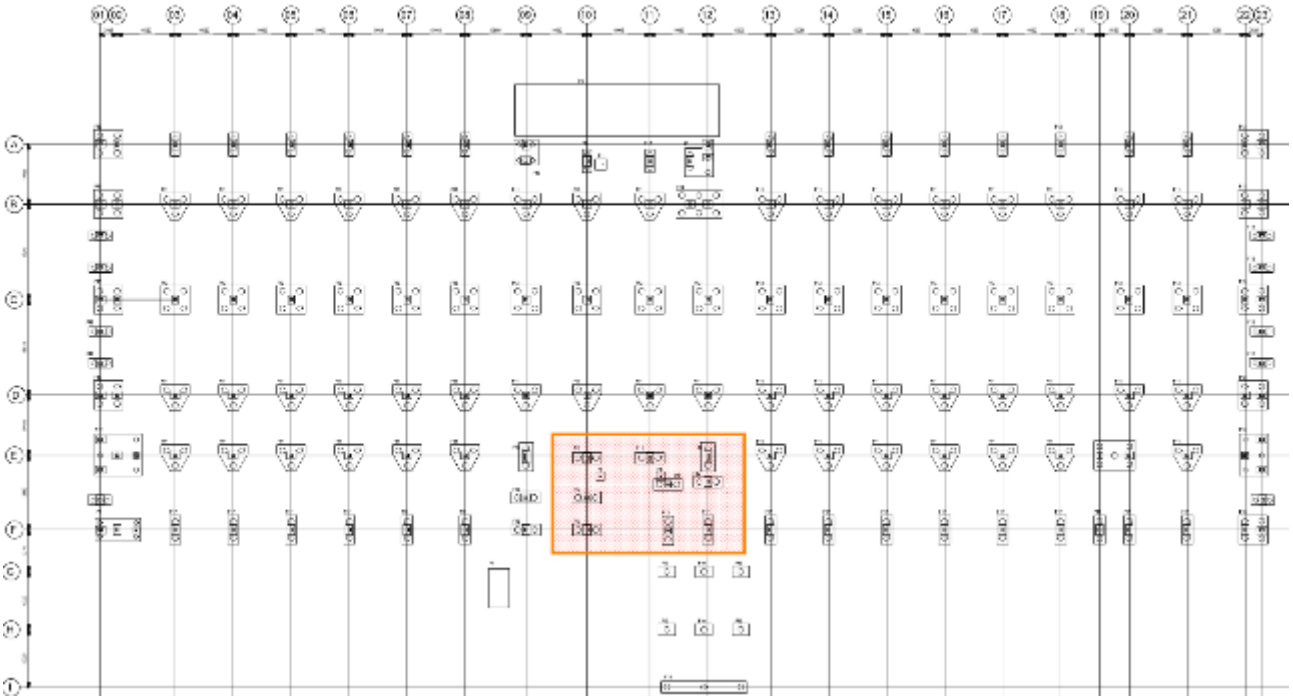


Figura 8 Vista della pianta delle fondamenta – Plinti d'ingresso (orizzontali)

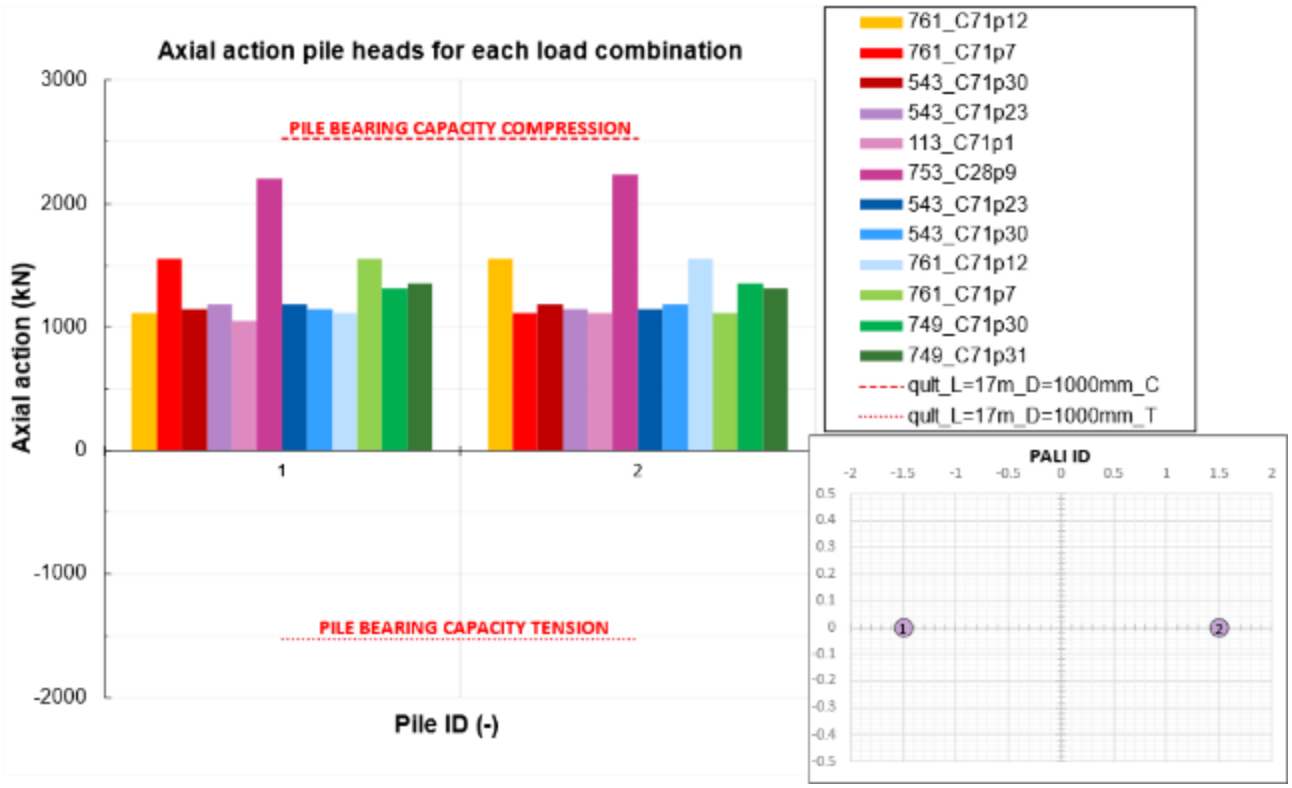


Figura 9 Forze assiali in testa palo per ciascun palo di una tipica fondazione d'ingresso (orizzontale), per tutte le combinazioni di carico considerate.

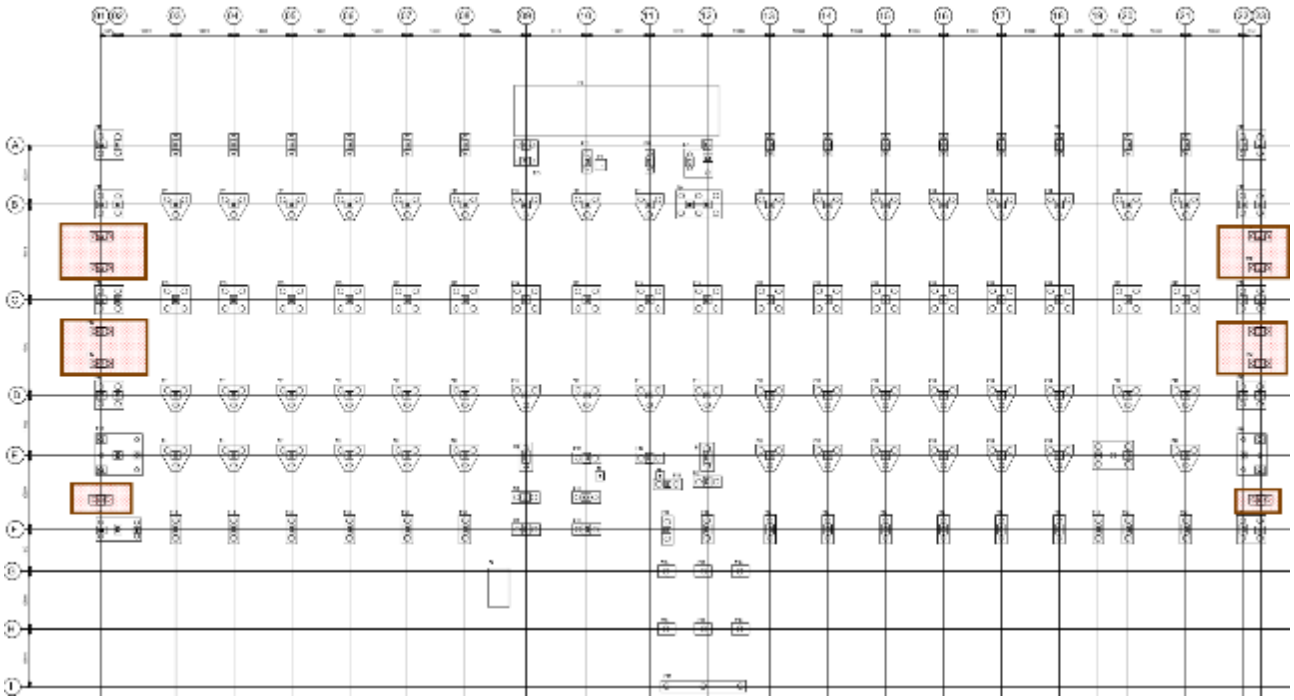


Figura 10 Vista della pianta delle fondamenta – Plinti d'ingresso (verticali)

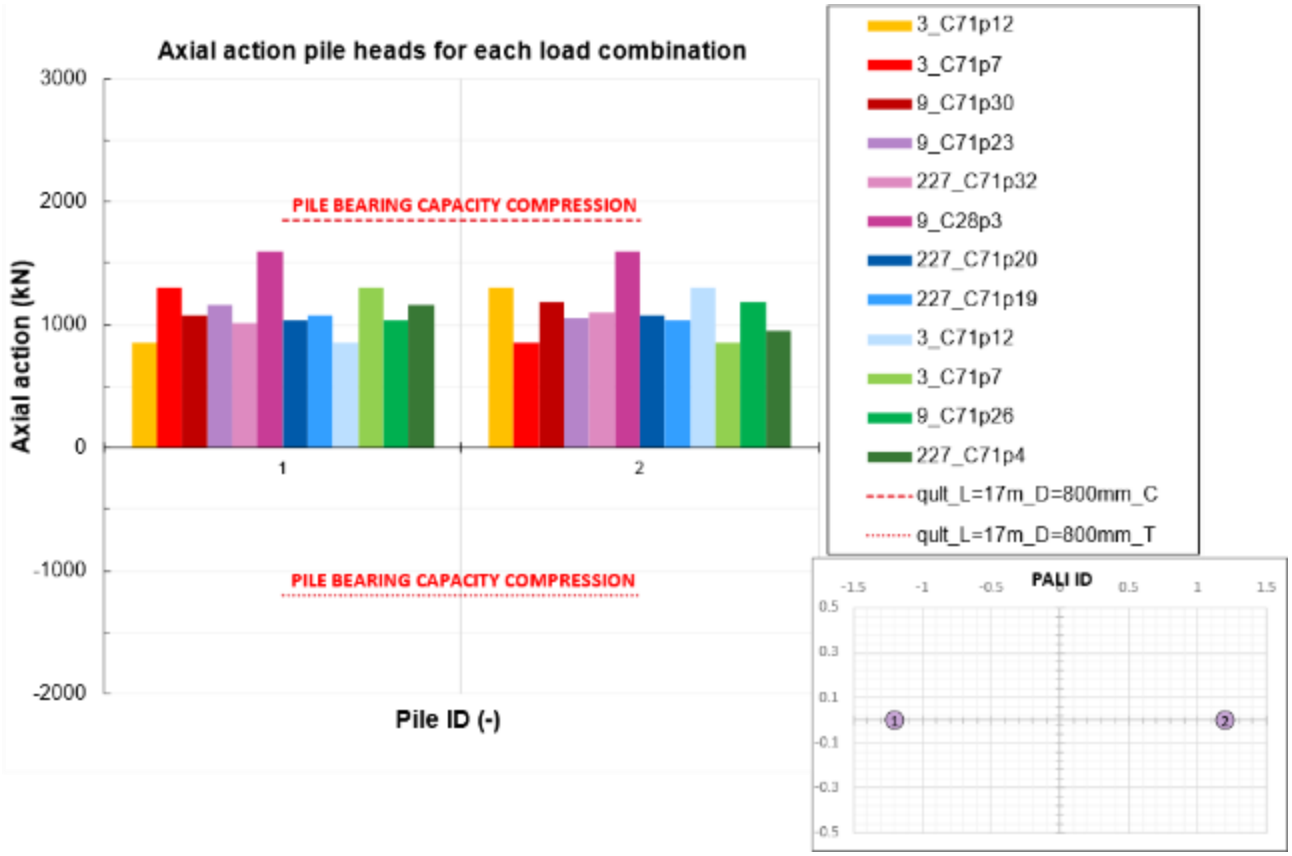


Figura 11 Forze assiali in testa palo per ciascun palo di fondazione tipica del Gruppo 4, per tutte le combinazioni di carico considerate.

1.1.5 Verifiche SLU strutturali

Le azioni interne risultanti dalle combinazioni di carico considerate (SLU statico e SLV) sono presentate a scopo illustrativo nelle Figure seguenti, in termini di dominio MN, per pali di fondazioni tipiche. In particolare, nei domini MN sono indicati le azioni assiali e i momenti in sommità del palo per ciascun palo e per ciascuna combinazione di dimensionamento, verificati caso per caso. Tutte le verifiche strutturali sono soddisfatte.

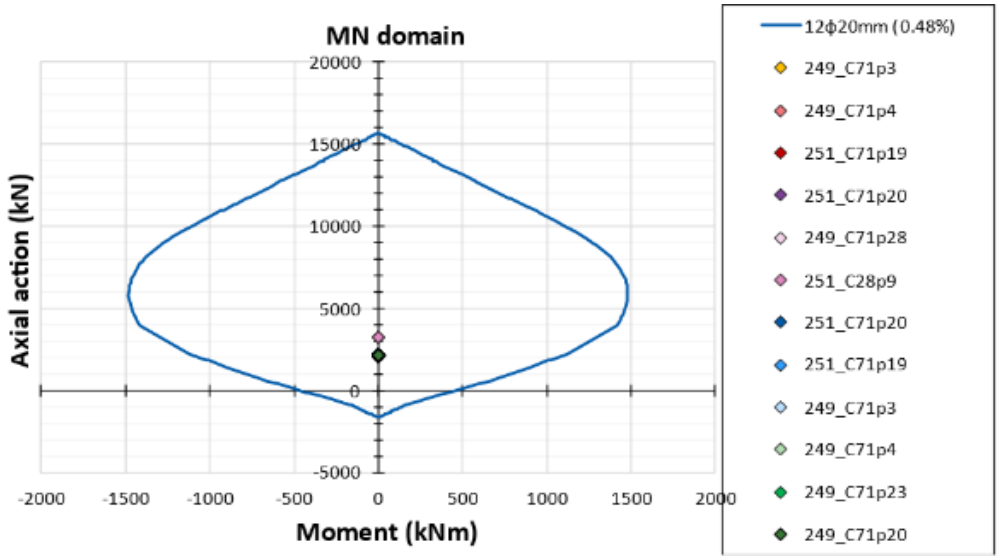


Figura 12 Diagramma MN per pali di fondazione del Gruppo 1 (D=1000)

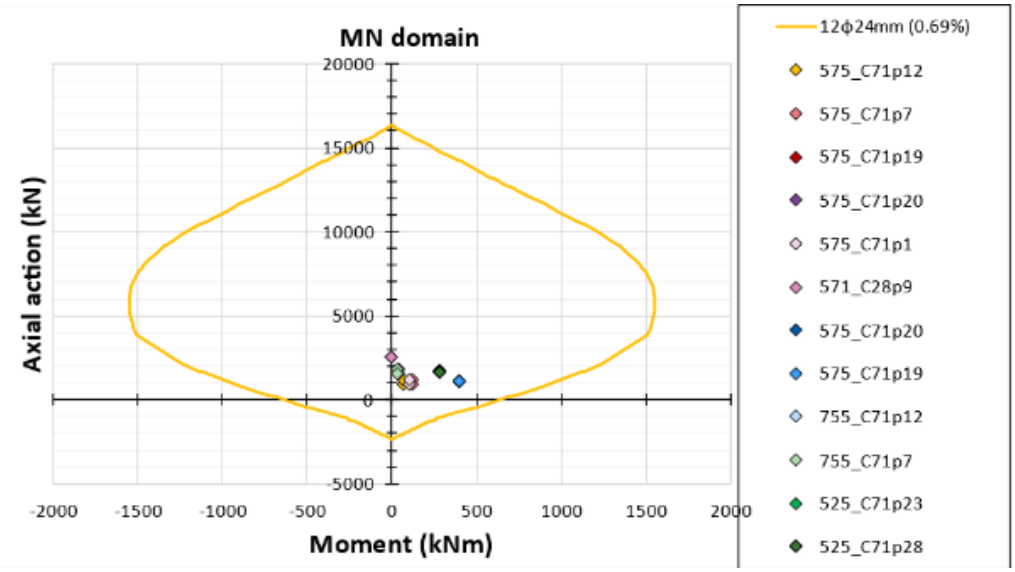


Figura 13 Diagramma MN dei pali delle fondazioni del Gruppo 3 (orizzontali) (D=1000)

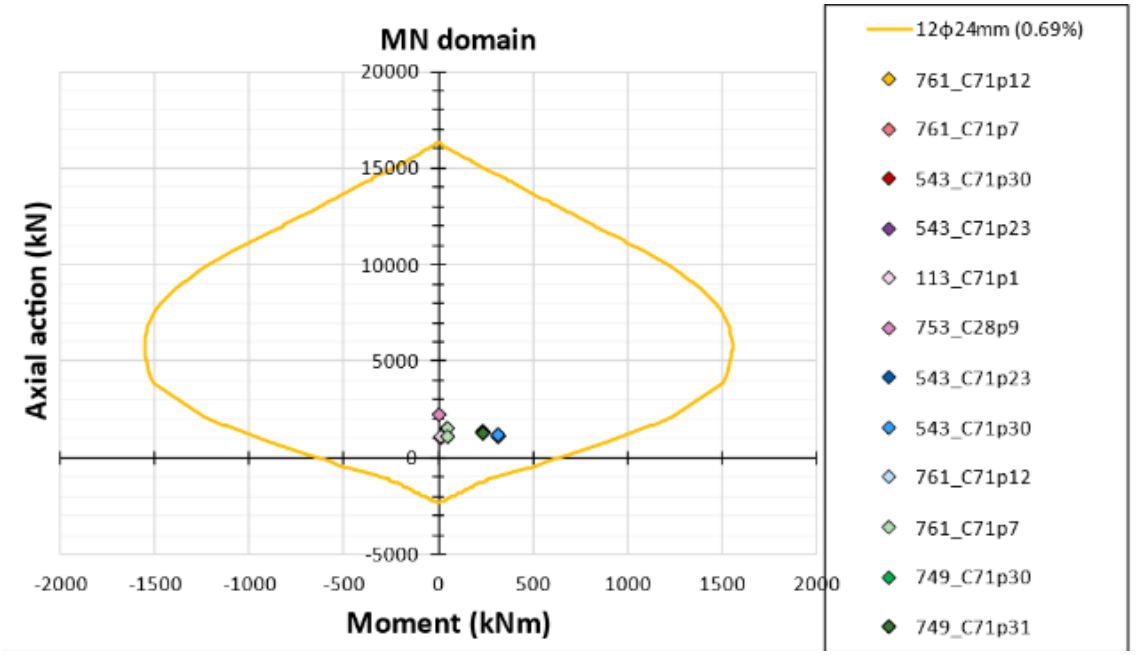


Figura 14 Diagramma MN per i pali delle fondazioni d'ingresso (orizzontali) (D=1000)

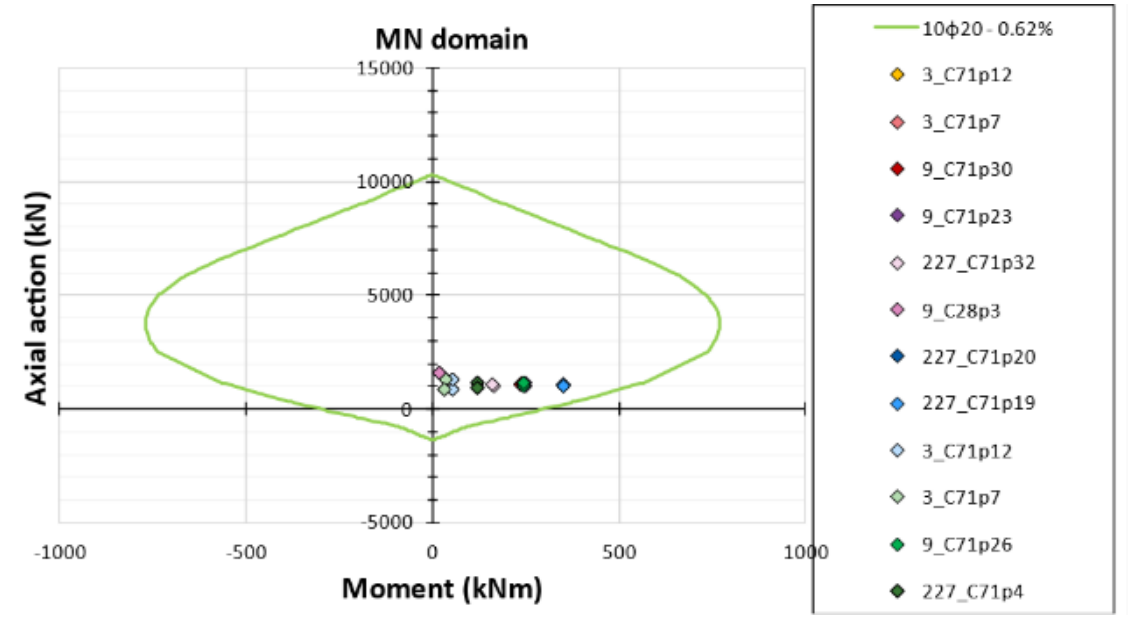


Figura 15 Diagramma MN dei pali delle fondazioni del Gruppo 4 (orizzontali) (D=800)

Le azioni di taglio in testa palo di tutti i pali di fondazioni tipiche sono riportate, a scopo illustrativo, nelle seguenti Figure.

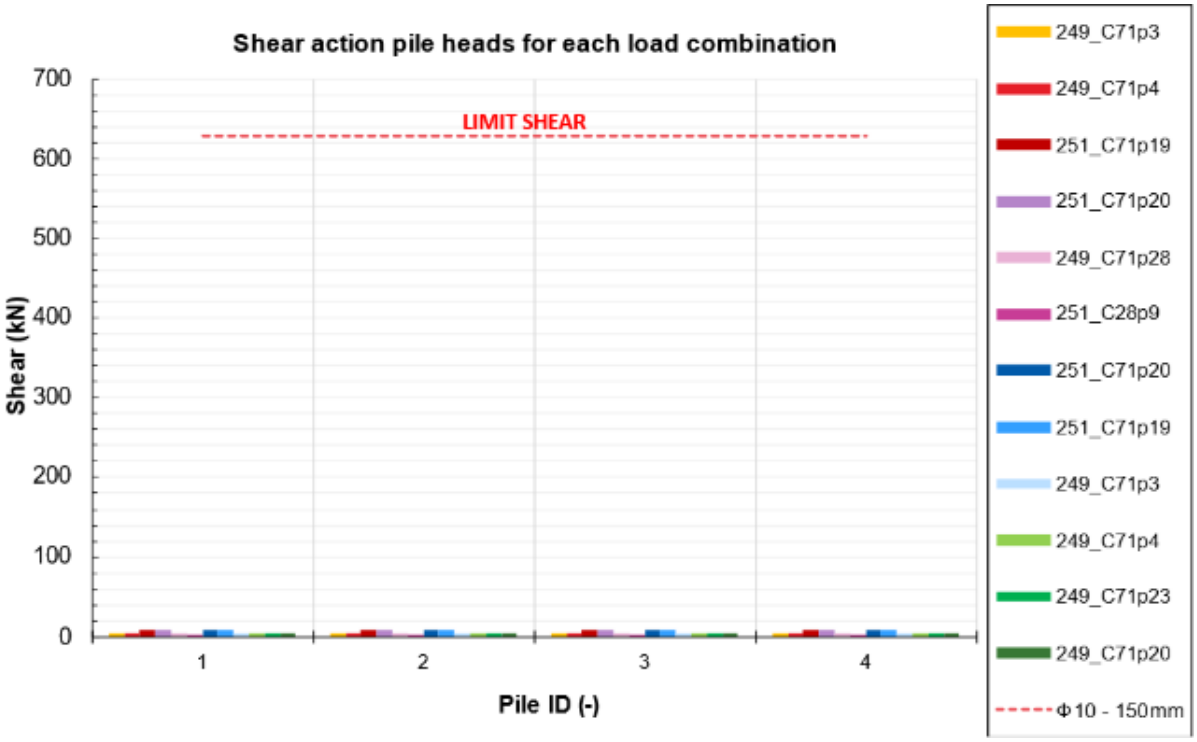


Figura 16 Azione di taglio agente in testa palo per tutti i casi di carico di una fondazione del Gruppo 1

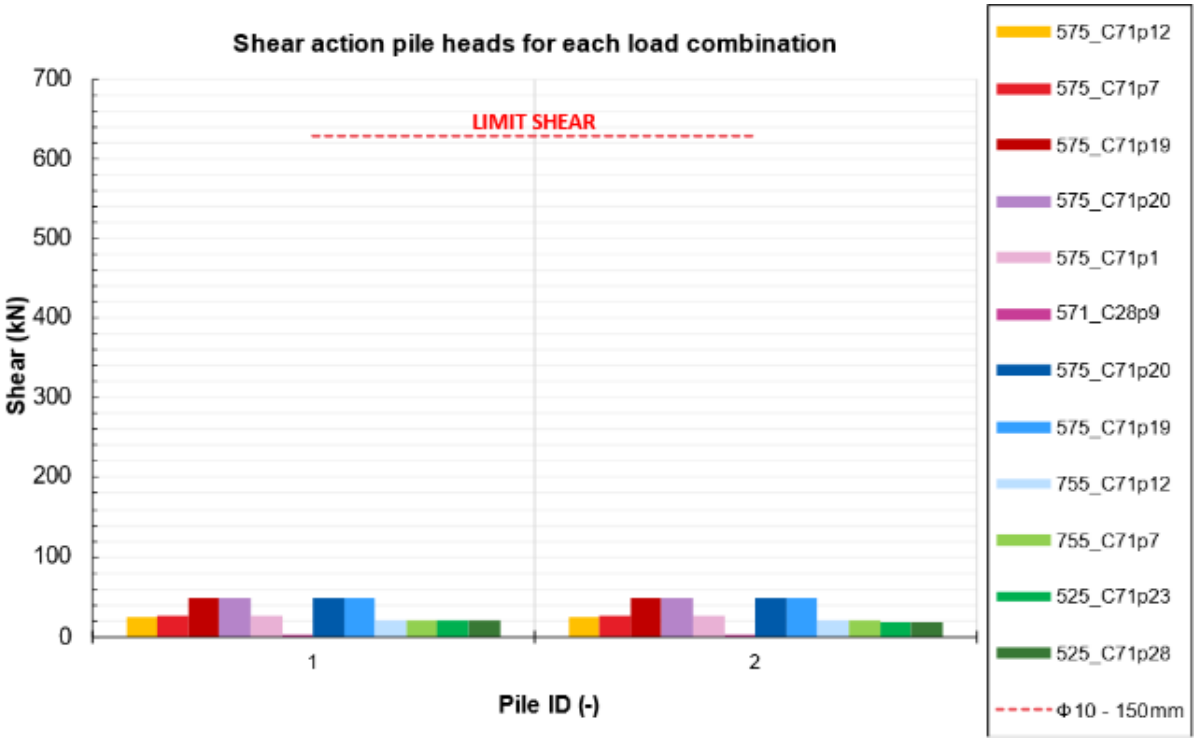


Figura 17 Azione di taglio agente in testa palo per tutti i casi di carico di una fondazione del Gruppo 3 (orizzontale)

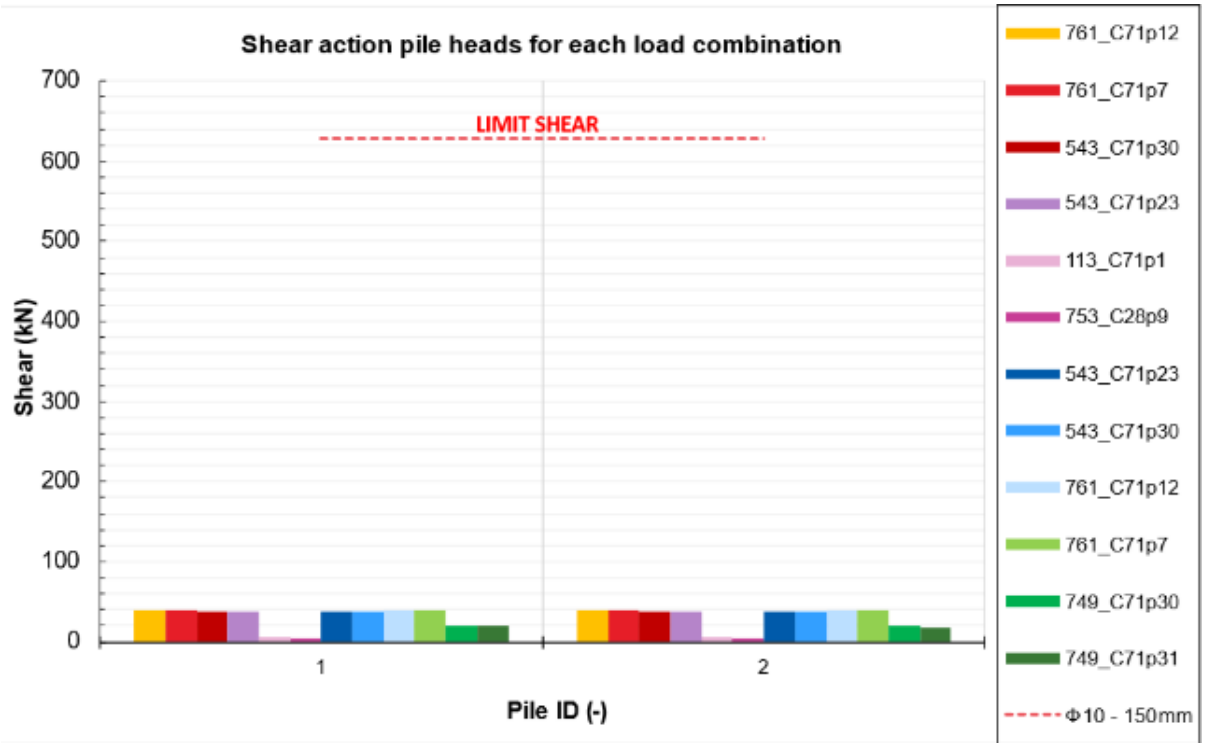


Figura 18 Azione di taglio agente in testa palo per tutti i casi di carico delle fondazioni di ingresso (orizzontali)

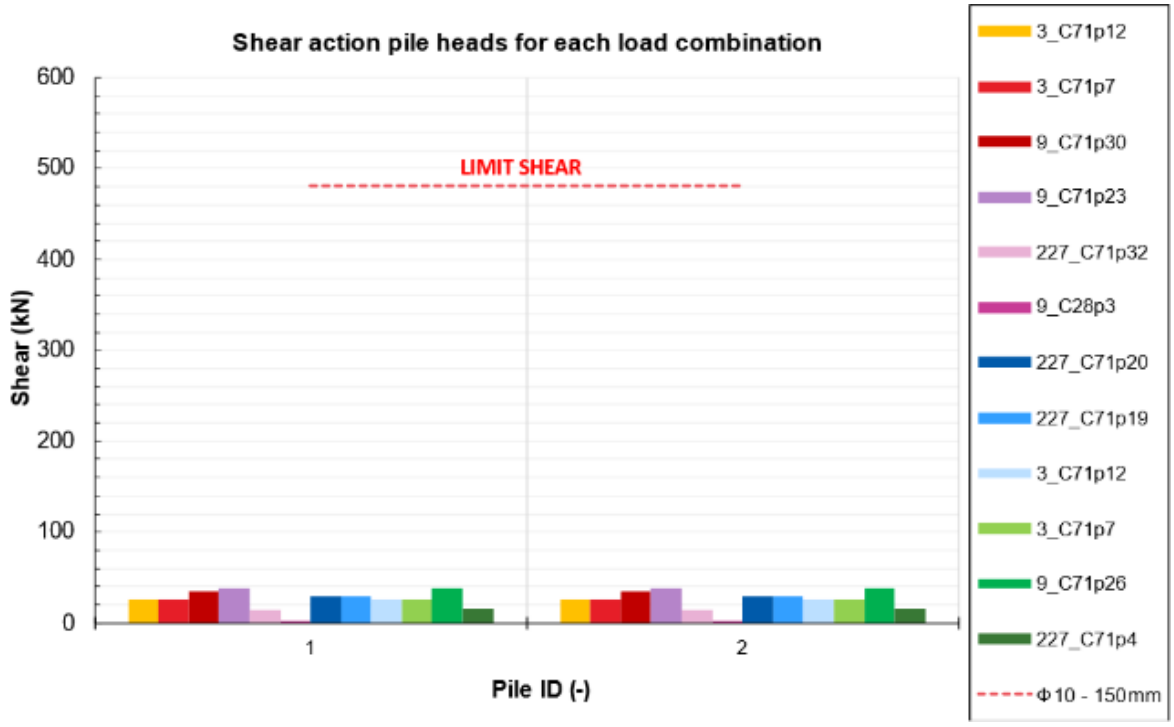


Figura 19 Azione di taglio agente in testa palo per tutti i casi di carico di una fondazione del Gruppo 4

1.1.6 Verifiche SLE

Le fondazioni su pali sono state analizzate nelle condizioni più sfavorevoli al fine di verificare le rotazioni indotte nella sovrastruttura dai cedimenti differenziali. In particolare, sono state considerate le combinazioni di carico che massimizzano i cedimenti delle fondazioni e sono stati determinati i cedimenti differenziali lungo le direzioni longitudinale e trasversale dell'edificio.

Le distorsioni sono state calcolate seguendo i passaggi riportati di seguito:

- La condizione di base fissa del modello strutturale è stata sostituita con molle verticali con rigidezza assiale k_s;
- k_s è una rigidezza caratteristica del terreno che può essere calcolata con la seguente equazione:

$$k_s = \frac{N}{s} \left[\frac{kN}{m}\right]$$

  Dove:

  – N = carico assiale totale agente su ciascuna fondazione

  – s = cedimento di ciascuna fondazione

- L'analisi strutturale è stata eseguita con vincoli elastici ai nodi di base e sono stati ottenuti i cedimenti per ciascun plinto;
- La distorsione (β) tra ciascuna coppia di fondazioni adiacenti è stata calcolata in direzione x e y come segue:

$$\beta_{x,y} = \frac{\Delta s}{\Delta x, y} < \beta_{lim}$$

- Infine, le distorsioni ottenute sono state confrontate con il valore limite di β_{lim} =1/500 o $2x10^{-03}$, secondo l'Eurocodice (EN 1997-1).

I risultati sono riportati nelle seguenti Figure.

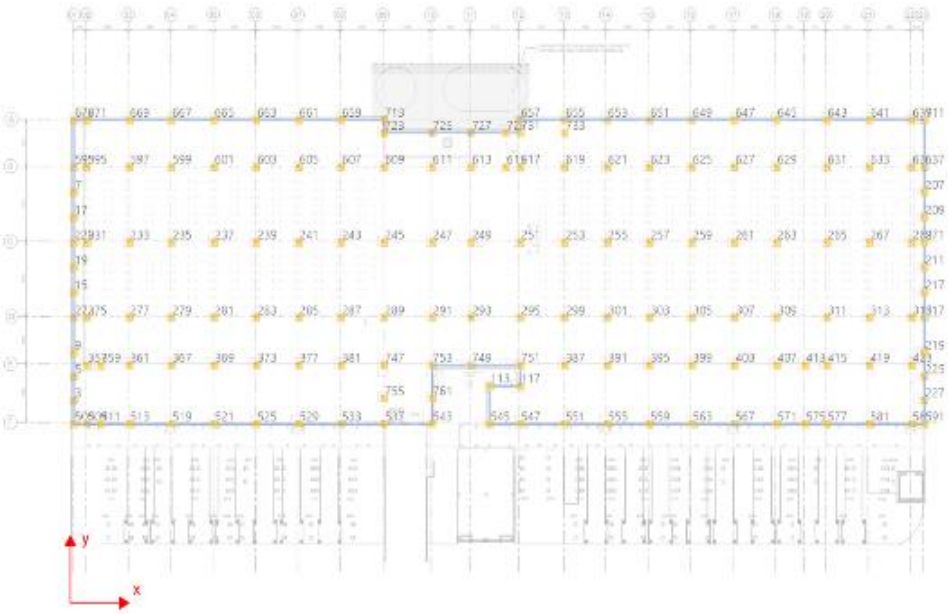


Figura 20 Disposizione dei nodi di base

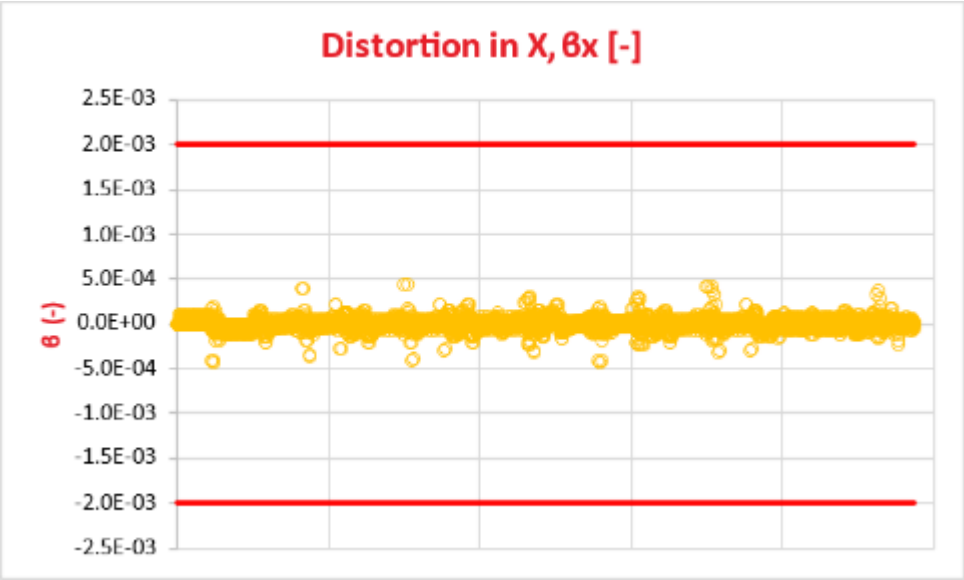


Figura 21 Distorsione in direzione x per ciascuna coppia di fondazioni.
Le linee rosse rappresentano + β_{lim} e -β_{lim}

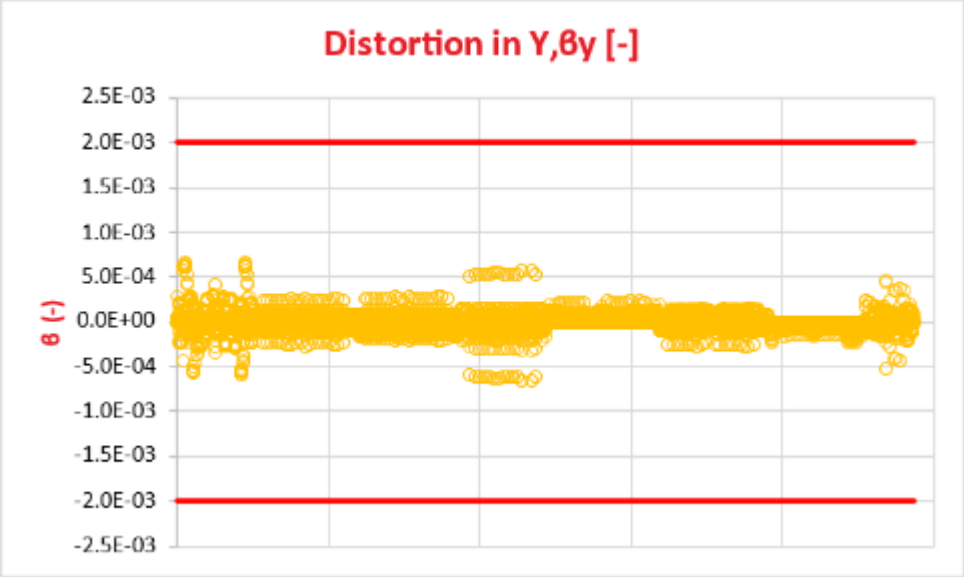


Figura 22 Distorsione in direzione y per ciascuna coppia di fondazioni.
Le linee rosse rappresentano + β_{lim} e -β_{lim}

Le verifiche SLE risultano soddisfatte, in quanto i cedimenti differenziali determinano distorsioni sempre inferiori al valore limite β_{lim}.

2. Altre strutture

2.1 Fondazioni superficiali – Verifiche geotecniche SLU

Le fondazioni degli edifici minori sono costituite da platee con spessori variabili tra 400 mm e 500 mm. Nel seguito è illustrata la metodologia adottata per la verifica della capacità portante in accordo con le NTC 2018.

La verifica di capacità portante della fondazione è stata condotta allo stato limite ultimo (SLU) secondo l'Approccio 2, con applicazione della combinazione di coefficienti A1+M1+R3.

Per quanto riguarda le azioni ed i parametri geotecnici, i coefficienti sono riportati nella seguente Tabella:

Tabella 2 Coefficiente parziale da applicare alle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Per quanto riguarda la resistenza, il coefficiente parziale per verifiche a capacità portante è riportato nella seguente Tabella:

Tabella 3 Coefficienti parziali da applicare alla resistenza caratteristica delle fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La capacità portante è stata calcolata allo SLU secondo la formulazione di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

dove c' è la coesione efficace, B^* rappresenta la larghezza equivalente della fondazione, q è la pressione di sovraccarico ai lati della fondazione e N, s, d, i, g e b sono rispettivamente i coefficienti di capacità portante, forma, profondità, inclinazione del carico, inclinazione del pendio e inclinazione della base, in condizioni drenate.

La resistenza di progetto è quindi:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot q_{lim} \cdot A'$$

dove A' è l'area efficace della fondazione, valutata tenendo conto delle eventuali eccentricità dei carichi agenti, e γ_R è il coefficiente parziale da applicare alla resistenza caratteristica, come riportato nella Tabella 5.

Alla luce dei criteri sopra indicati, la verifica geotecnica della capacità portante allo SLU, per i casi più critici, è stata effettuata con riferimento alla stratigrafia e alla geometria della struttura, come riassunto nella seguente Tabella. Ai fini della verifica, il livello della falda è stato conservativamente impostato in coincidenza con il piano campagna.

Tabella 4 Verifiche della capacità portante delle fondazioni superficiali

Combinazione Casi	Nome della struttura	Dimensione della Platea (mxm)	R_d (kPa)	E_d (kPa)	FS (-)
SLU statico	Security Hut	Platea (6,0 m x 10,7 m)	170	39	4.4
SLV	Security Hut	Platea (6,0 mx10,7 m)	155	30	5.2
SLU statico	Edificio sprinkler	Platea (8,1mx12,5m)	214	47	4.6
SLV	Edificio sprinkler	Platea (8,1mx12,5m)	206	33	6.2
SLU statico	Serbatoi umidificatori (#4)	Platea (9,6mx40,3m)	339	61	5.6
SLV	Serbatoi umidificatori (#4)	Platea (9,6mx40,3m)	290	52	5.6
SLU statico	Serbatoi di riserva (#2)	Platea (10,6x17,2 m)	321	96	3.3
SLV	Serbatoi di riserva (#2)	Platea (10,6x17,2 m)	266	86	3.1
SLU statico	Generatore	Platea (4,0x12,5 m)	146	48	3.0
SLV	Generatore	Platea (4,0x12,5 m)	145	33	4.4
SLU statico	Pila del generatore	Platea (5,1x5,6 m)	157	39	4.0
SLV	Pila del generatore	Platea (5,1x5,6 m)	155	35	4.4

A titolo prudenziale, le capacità portanti riportate nella tabella precedente sono state ottenute considerando che la profondità della fondazione è uguale allo spessore della platea.

3. Edificio MV

3.1 Progettazione delle fondazioni

Le fondazioni dell'edificio MV sono costituite da sei plinti collegati da una platea, come mostrato in Figura. Al di sotto dei plinti ed in corrispondenza di ciascun pilastro, è inoltre previsto un singolo palo (D=1000 mm, L=17 m) con funzione di riduzione dei cedimenti. Tale soluzione è stata adottata per limitare i cedimenti differenziali tra l'edificio MV e l'edificio principale, fondato su pali. Pertanto, le fondazioni dell'edificio MV sono classificate come fondazioni miste ai sensi delle NTC 2018.

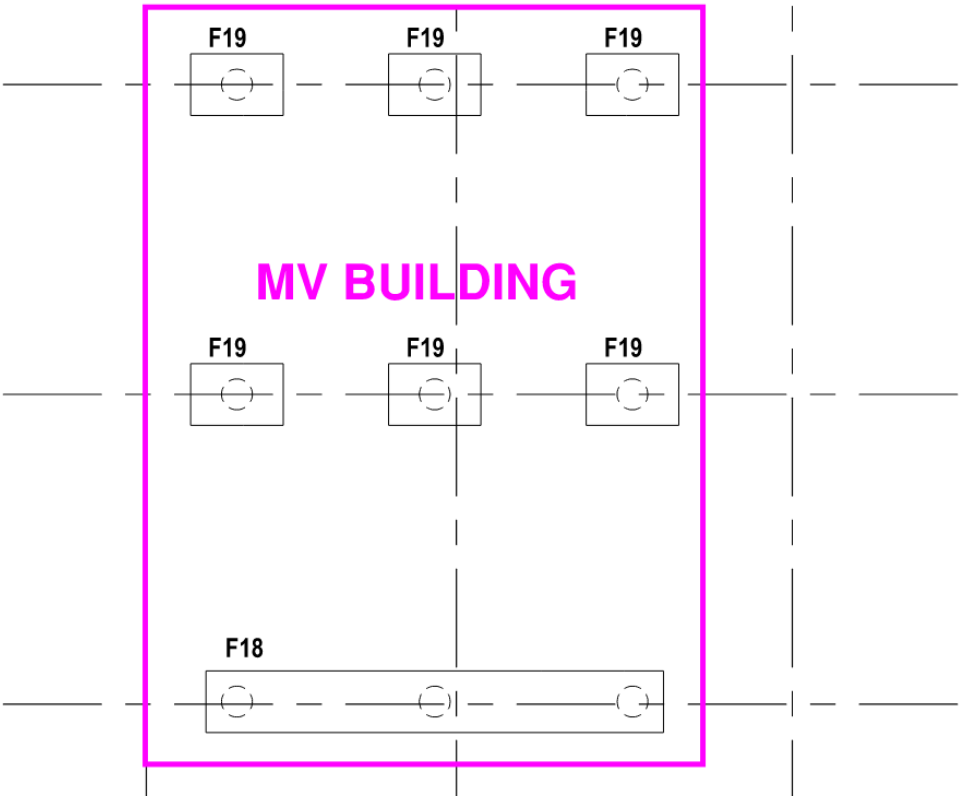


Figura 23 Disposizione delle fondazioni dell'edificio MV

Nel caso di fondazioni miste, il capitolo *6.4.3.3* delle NTC 2018 richiede che l'elemento a contatto con il terreno superficiale (plinto o platea) soddisfi la verifica della capacità portante in condizioni statiche e sismiche allo stato limite ultimo (capitolo *6.4.2.1* delle NTC 2018). Se ciò è verificato, i pali agiscono come riduttori di cedimento e devono garantire il soddisfacimento delle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale per tutti gli elementi della fondazione (struttura di collegamento e pali) e delle verifiche SLE secondo quanto previsto dalla Normativa. Le verifiche della capacità portante delle fondazioni superficiali e i cedimenti attesi delle sole fondazioni superficiali sono riportate nei paragrafi successivi.

3.1.1.1 Fondazioni superficiali – Verifiche geotecniche SLU

I plinti e la fondazione nastriforme hanno spessore pari a 1,5 m, definito sulla base dei requisiti strutturali. Lo spessore della soletta è invece pari a 0,35 m, come indicato nelle sezioni precedenti.

Il calcolo della capacità portante della fondazione deve essere effettuato allo stato limite ultimo (SLU) secondo l'approccio 2, che prevede l'applicazione dei coefficienti A1+M1+R3.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni e alle resistenze sono riportati nelle seguenti Tabelle.

Tabella 5 Coefficienti parziali da applicare alle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6 Coefficienti parziali da applicare alle resistenze

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La capacità portante viene calcolata secondo la formulazione Brinch-Hansen presso SLU mediante la seguente formulazione:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

Dove *c'* è la coesione, *B** rappresenta la larghezza equivalente della fondazione, *q* è la pressione di sovraccarico ai lati della fondazione e *N, s, d, i* , *g* e *b* sono rispettivamente i coefficienti di capacità portante, forma della fondazione, profondità, inclinazione del carico, inclinazione del pendio e inclinazione, in condizioni drenate.

La resistenza di progetto è quindi:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot q_{lim} \cdot A'$$

dove A' è l'area della fondazione valutata tenendo conto delle possibili eccentricità dei carichi agenti ed γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze.

Alla luce dei criteri sopra indicati, la verifica geotecnica della capacità portante allo SLU, per i casi più critici, è stata effettuata con riferimento alla stratigrafia e alla geometria della struttura, come riassunto nella seguente Tabella. Ai fini delle verifiche, il livello della falda è stato impostato in coincidenza con il piano campagna a titolo precauzionale.

Tabella 7 Verifiche della capacità portante delle fondazioni superficiali dell'edificio MV

Combinazioni	Tipo di fondazione (dimensioni m)	R_d (kPa)	E_d (kPa)	FS (-)
SLU statico	Plinto centrale (3x3m)	238	179	1.33
Sismica SLU	Plinto centrale (3x3m)	214	159	1.35
SLU statico	Plinto perimetrale (2x3m)	218	153	1.43
Sismica SLU	Fondazione perimetrale (2x3m)	193	167	1.16
SLU statico	Nastriforme (15x2m)	196	127	1.54
Sismica SLU	Nastriforme (15x2m)	176	110	1.61
SLU statico	Soletta (20x13,5 m)	341	45	7.5

3.1.1.2 Fondazioni superficiali – Cedimenti (controlli SLE)

È stata condotta un'analisi dei cedimenti al fine di determinare i cedimenti verticali attesi dell'edificio MV e valutare se una soluzione con sole fondazioni superficiali fosse sufficiente a mantenere i cedimenti entro un intervallo compatibile con quelli dell'edificio principale (inferiori a 6 mm). In tale analisi, i carichi permanenti (Gk) e variabili (Qk) sono stati assunti non fattorizzati. L'analisi dei cedimenti è stata eseguita con il software Oasys PDisp v20.1, che consente, nell'assunzione di fondazione flessibile, il calcolo dei cedimenti elastici indotti da diverse configurazioni di carico sulla base della teoria dell'elasticità di Boussinesq. La Figura 24 mostra i risultati dell'analisi: le zone in rosso scuro rappresentano i cedimenti massimi (60-70 mm), mentre le zone in blu scuro rappresentano i cedimenti minimi. La Figura 25 illustra inoltre il cedimento verticale totale di una colonna di terreno posta in corrispondenza del centro della fondazione.

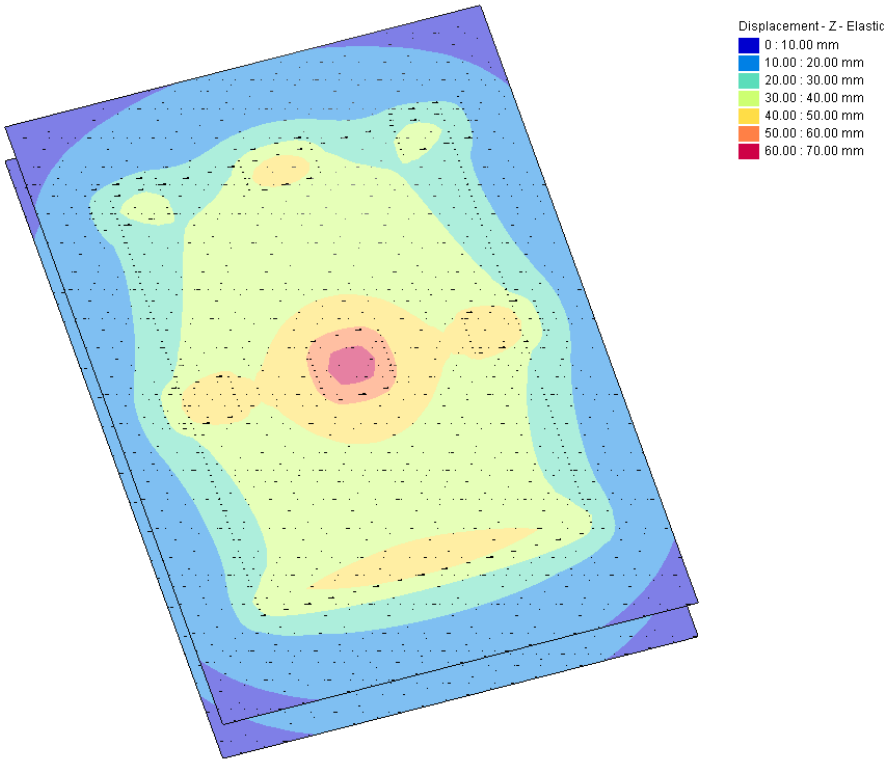


Figura 23 Cedimenti (in mm) dell'edificio MV

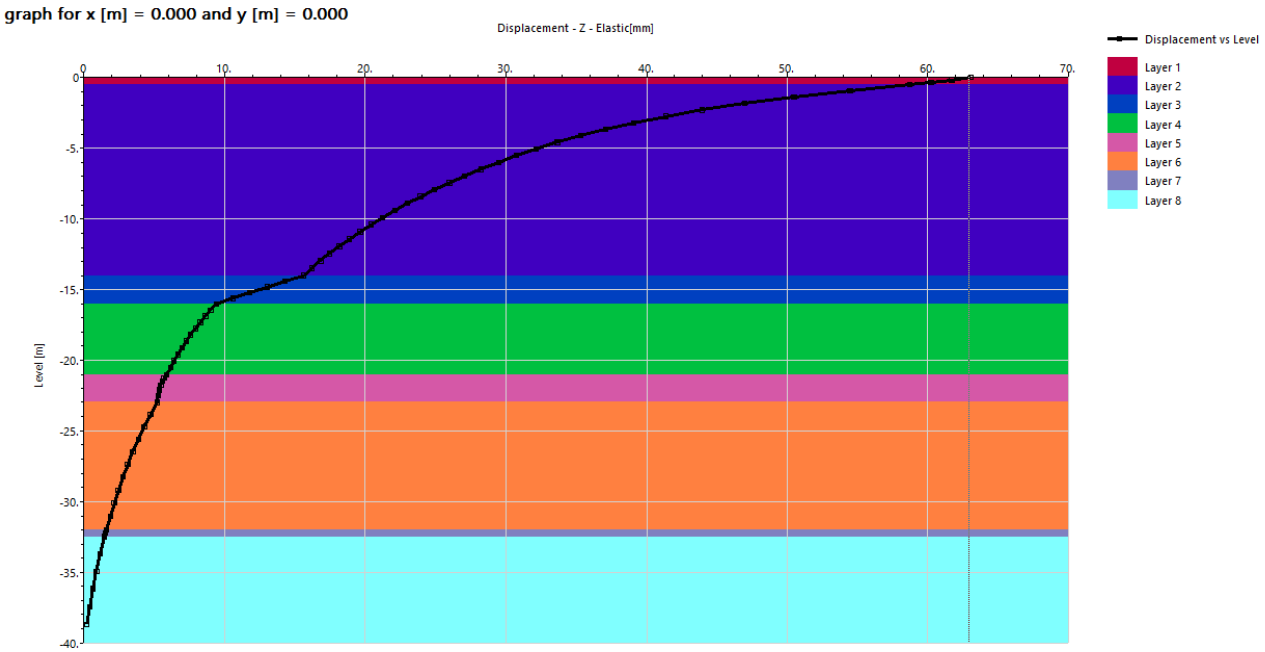


Figura 24 Cedimenti della colonna di terreno sotto il centro dell'edificio.

I cedimenti massimi attesi per l'edificio MV, nel caso di fondazione superficiale, sono pari a circa 64 mm. Tali valori risultano significativamente superiori a quelli previsti per l'edificio principale (circa 5 mm), rendendo necessaria l'adozione di una soluzione mista finalizzata alla

loro riduzione. La soluzione proposta con monopali in corrispondenza delle colonne consente di ottenere cedimenti nell'intervallo 1-2 mm, pertanto trascurabili e compatibili sia in termini di cedimenti assoluti che in termini di cedimenti differenziali.

4. Edificio trattamento delle acque

4.1 Edificio per il trattamento delle acque

Le fondazioni dell'edificio adibito al trattamento delle acque sono costituite da una platea rettangolare di dimensioni pari a circa 24 m x 27,5 m e spessore pari a 0,4 m. La platea è integrata da plinti di spessore pari a 1,2 m in corrispondenza di colonne e pareti portanti, al fine di evitare fenomeni di punzonamento. La Figura 26 e la Figura 27 mostrano la disposizione delle fondazioni dell'edificio.

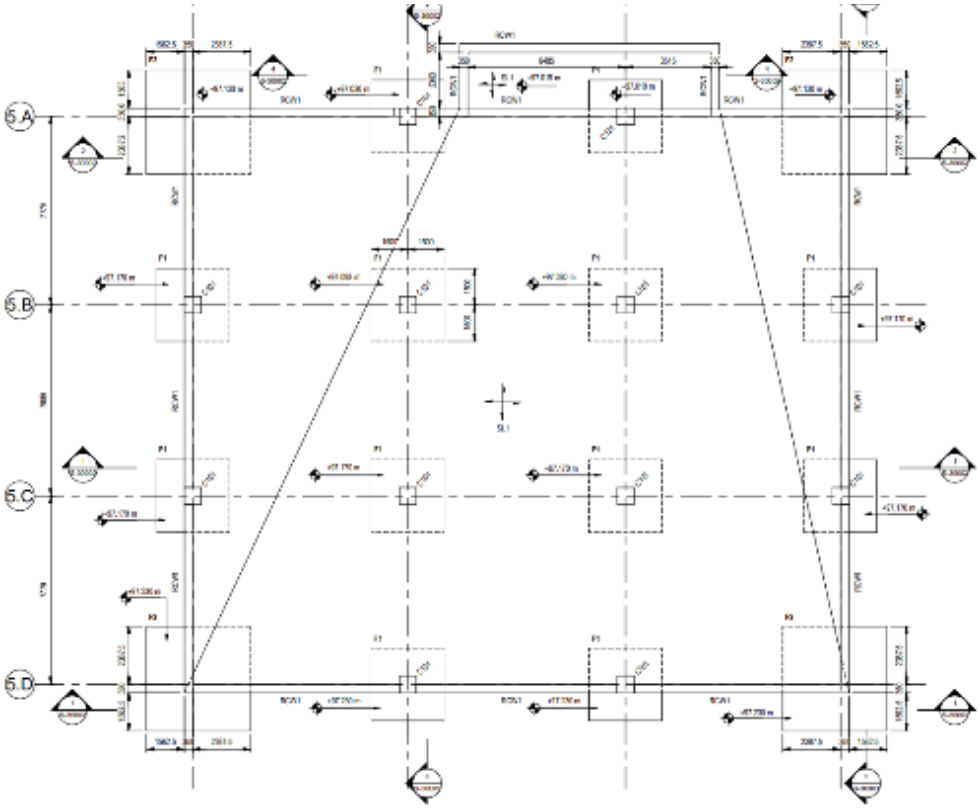


Figura 25 Disposizione delle fondazioni dell'edificio per il trattamento delle acque (vista in pianta)

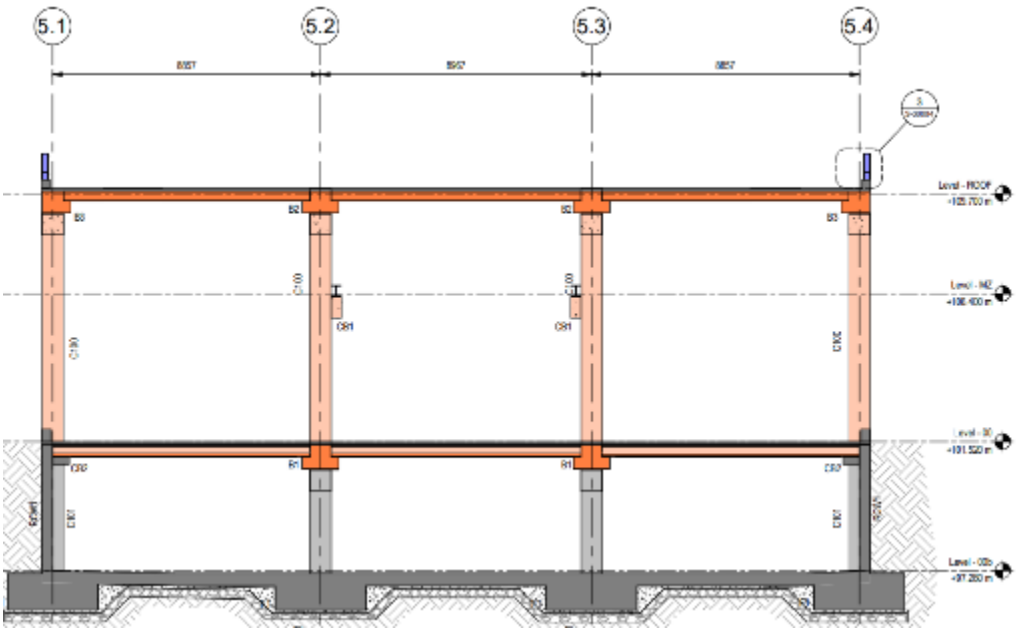


Figura 26 Disposizione delle fondazioni (elevazione)

Di seguito viene sintetizzata la metodologia per la verifica della capacità portante delle fondazioni superficiali secondo le NTC 2018.

4.1.1 Capacità portante delle fondazioni superficiali

Il calcolo della capacità portante della fondazione deve essere effettuato allo stato limite ultimo (SLU) secondo l'Approccio 2, che prevede l'applicazione dei coefficienti A1+M1+R3.

I coefficienti parziali per le azioni e per le resistenze sono riportati nelle seguenti Tabelle.

Tabella 8 Coefficiente parziale da applicare alle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 9 Coefficienti parziali da applicare alle resistenze

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,1

La capacità portante viene calcolata secondo la formulazione Brinch-Hansen presso SLU mediante la seguente formulazione:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \frac{1}{2} \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q$$

Dove *c'* è la coesione, *B** rappresenta la larghezza equivalente della fondazione, *q* è la pressione di sovraccarico ai lati della fondazione e *N, s, d, i* , *g* e *b* sono rispettivamente i coefficienti di capacità portante, forma della fondazione, profondità, inclinazione del carico, inclinazione del pendio e inclinazione, in condizioni drenate.

La resistenza di progetto è quindi:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot q_{lim} \cdot A'$$

dove A' è l'area della fondazione valutata tenendo conto delle possibili eccentricità dei carichi agenti ed γ_R è il coefficiente parziale da applicare alle resistenze.

Alla luce dei criteri sopra indicati, è stata effettuata la verifica geotecnica della capacità portante allo SLU dei casi di carico più critici, con riferimento alla stratigrafia e ai parametri di progetto e alla geometria della struttura. Le verifiche sono riassunte nella Tabella seguente.

Sebbene la fondazione sia progettata per comportarsi strutturalmente come un elemento monolitico, la capacità portante di ogni singolo plinto e dell'intera platea è stata valutata separatamente. Questo approccio è stato adottato in modo conservativo per tenere conto delle differenze di rigidezza tra la fondazione e i plinti.

Le principali ipotesi per la verifica della capacità portante sono elencate di seguito:

- per i plinti isolati sono stati considerati tre gruppi: interno, perimetrale, angolare;
- la capacità portante di tutti i plinti è stata valutata sulla base dei carichi delle colonne ottenuti dall'analisi strutturale per le combinazioni di carico statico e sismico più critiche (SLU e SLV);
- la capacità portante della platea di fondazione è verificata utilizzando i carichi risultanti dall'intero edificio (momenti verticali, orizzontali e flettenti) agenti al centro della fondazione. Sono stati analizzati quattro casi critici:
  - Serbatoio dell'acqua vuoto in condizioni statiche e sismiche (SLU statico e SLV);
  - Serbatoio dell'acqua a piena capacità in condizioni statiche e sismiche (SLU statico e SLV).

Tabella 10 Verifiche della capacità portante delle fondazioni superficiali

Combinazione Casi	Nome della struttura (spessore)	Dimensione della fondazione (mxm)	Rd(kPa)	Ed(kPa)	SF (-)
SLU statico (serbatoio vuoto)	Platea WTB (40 mm)	Platea (24,1 m x 27,4 m)	920	102	9.0
SLU statico (serbatoio pieno)	Platea WTB (40 mm)	Platea (24,1 m x 27,4 m)	922	132	7.0

Combinazione Casi	Nome della struttura (spessore)	Dimensione della fondazione (mxm)	Rd(kPa)	Ed(kPa)	SF (-)
Sismico SLU (serbatoio vuoto)	Platea WTB (40 mm)	Platea (24,1 m x 27,4 m)	885	71	12.6
Sismico SLU (serbatoio pieno)	Platea WTB (40 mm)	Platea (24,1 m x 27,4 m)	895	90	9.9
SLU statico	Fondazione nell'angolo WTB (40mm)	Fondazione (4,3 mx4,3 m)	529	152	3.5
SLV	Fondazione nell'angolo WTB (40mm)	Fondazione (4,3 mx4,3 m)	562	129	4.3
SLU statico	Fondazione interna WTB (40mm)	Fondazione (3,0 mx3,0 m)	754	548	1.4
SLV	Fondazione interna WTB (40mm)	Fondazione (3,0 mx3,0 m)	746	340	2.2
SLU Statico	Fondazione perimetrale WTB (40mm)	Fondazione (3,0 mx3,0 m)	611	309	2.0
SLV	Fondazione perimetrale WTB (40mm)	Fondazione (3,0 mx3,0 m)	488	200	2.4

Poiché l'edificio è interrato per circa 5 m rispetto al piano campagna, il terreno circostante fornisce un vincolo orizzontale efficace nei confronti dei cinematismi di scorrimento.

4.1.2 Controlli di stabilità scorrevole e globale

Le verifiche di stabilità globale e allo scorrimento risultano soddisfatte in ragione della configurazione dell'opera: l'edificio è impostato su superficie sub-orizzontale ed è interrato per circa 5 m; il terreno circostante garantisce pertanto un adeguato contrasto orizzontale agli eventuali spostamenti.

4.1.3 Controllo di sollevamento

Il livello di falda di progetto a lungo termine è pari a 101 m s.l.m. La presenza della platea di fondazione a circa 5 m al di sotto del livello di falda richiede la verifica nei confronti della spinta idrostatica di sollevamento (§6.2.4.2 delle NTC 2018). È pertanto necessario verificare lo stato limite ultimo idraulico (UPL), assumendo soddisfatta la verifica quando le azioni stabilizzanti di progetto risultano superiori alle azioni destabilizzanti di progetto. La condizione è espressa dalla seguente disuguaglianza:

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

dove:

- $G_{stb,d}$il valore progettuale delle azioni stabilizzanti,
- $R_d$la resistenza di progetto relativa ai parametri di resistenza geotecnica,
- $G_{inst,d}$è la risultante delle pressioni idrauliche, ottenuta considerando separatamente la componente permanente e la componente variabile.$Q_{inst,d}$

Le azioni e le resistenze sono moltiplicate per i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018, Tab. 6.2.II e Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti G_2[1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

[1] Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le azioni stabilizzanti e destabilizzanti considerate nella verifica sono riassunte nella seguente Tabella. Sulla base dei valori riportati e dei coefficienti parziali applicati, la verifica risulta soddisfatta con un fattore di sicurezza pari a 1,2 nei confronti del sollevamento idraulico, definito come:

$$SF = \frac{G_{stb,d} + R_d}{V_{inst,d}}$$

I dettagli del calcolo sono riportati nella tabella seguente. La verifica risulta soddisfatta.

Tabella 11 Riepilogo delle azioni e delle forze di resistenza che contribuiscono allo stato limite ultimo idraulico (UPL).

Tipo di azione		Descrizione dell'azione	Valore di progetto (kN)	Carichi totali (kN)	Fattore di sicurezza
Favorevole	$G_{stb,d}$	Fondazione a Platea	28424	33755	**1.3**
		Plinti	594		
	R_d	Terreno sopra i plinti esterni	1661		
Sfavorevole	$G_{inst,d}$	Pressione di sollevamento idraulico – livello di falda a lungo termine	26446	26446	

4.2 Serbatoi di riserva

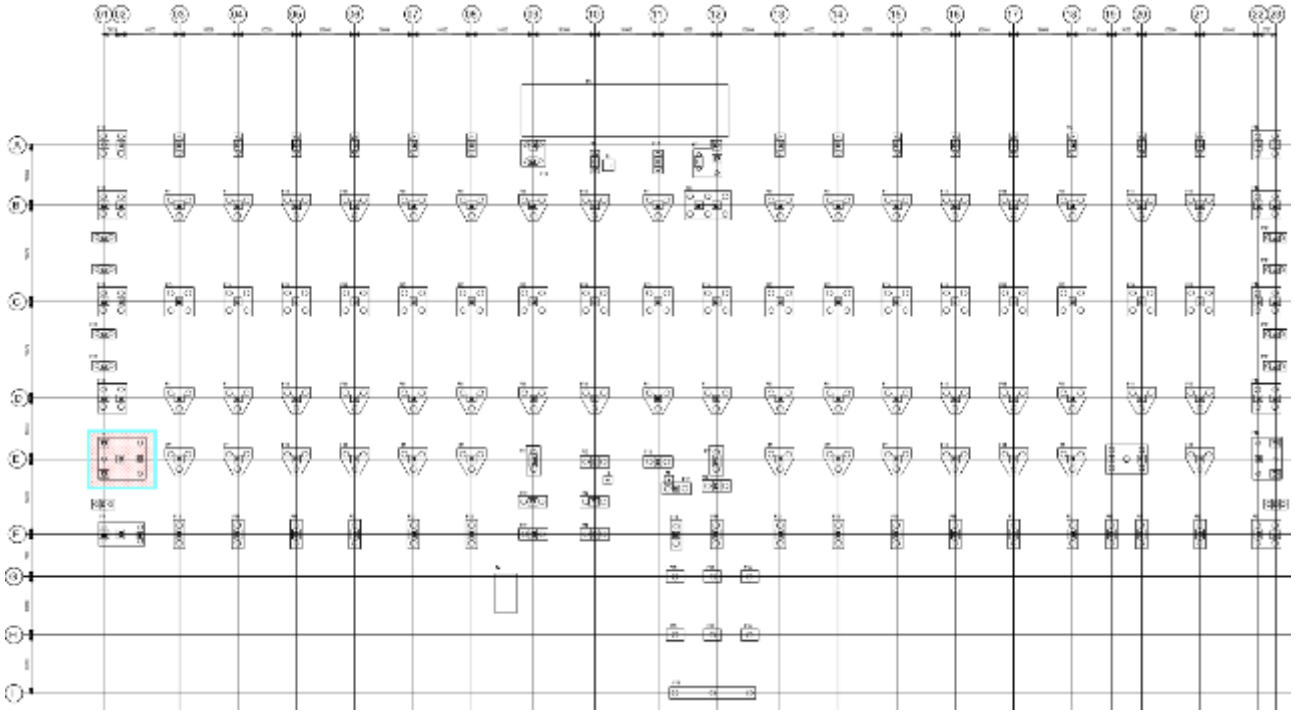
Lo stato limite ultimo (SLU) di capacità portante delle platee di fondazione a supporto dei serbatoi d'acqua in prossimità dell'edificio di trattamento delle acque è stato verificato secondo le NTC 2018. Ai fini delle verifiche SLU, le fondazioni sono state assunte direttamente impostate al piano campagna (D = 0) e prive di ancoraggi. Tutte le verifiche risultano soddisfatte. I risultati sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 12 Verifiche di capacità portante e di scorrimento delle fondazioni dei serbatoi

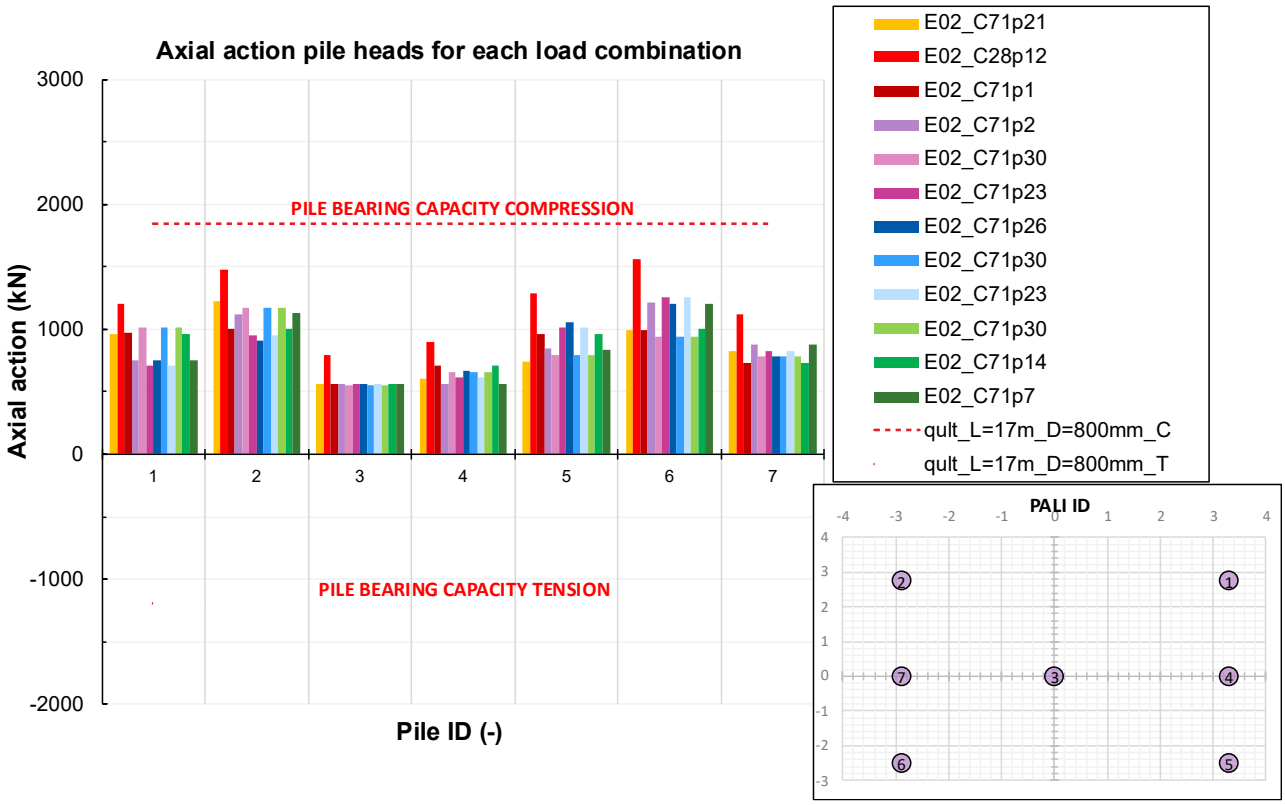
			Verifica capacità portante			Verifica scivolamento		
Combinazione Casi	Nome della struttura (spessore)	Dimensione della fondazione (mxm)	Rd (kPa)	Ed (kPa)	SF (-)	Rd (kPa)	Ed (kPa)	SF (-)
SLU statico	Serbatoio 1 Platea (50mm)	Platea (4,8 mx 10,6 m)	116	57	**2.0**	910	21	**42.8**
SLV	Serbatoio 1 Platea (50mm)	Platea (4,8 mx 10,6 m)	114	51	**2.8**	946	112	**8.4**
SLU statico	Serbatoio 2 Platea (50mm)	Platea (3,3 mx 7,6 m)	80	51	**1.6**	395	16	**24.1**
SLV	Serbatoio 2 Platea (50mm)	Platea (3,3 mx 7,6 m)	78	37	**2.1**	410	58	**7.1**

5. ALLEGATI – edificio principale

A.1 Fondazione E02



Vista in pianta della fondazione – Fondazione E02



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione E02 per le diverse combinazioni di carico.

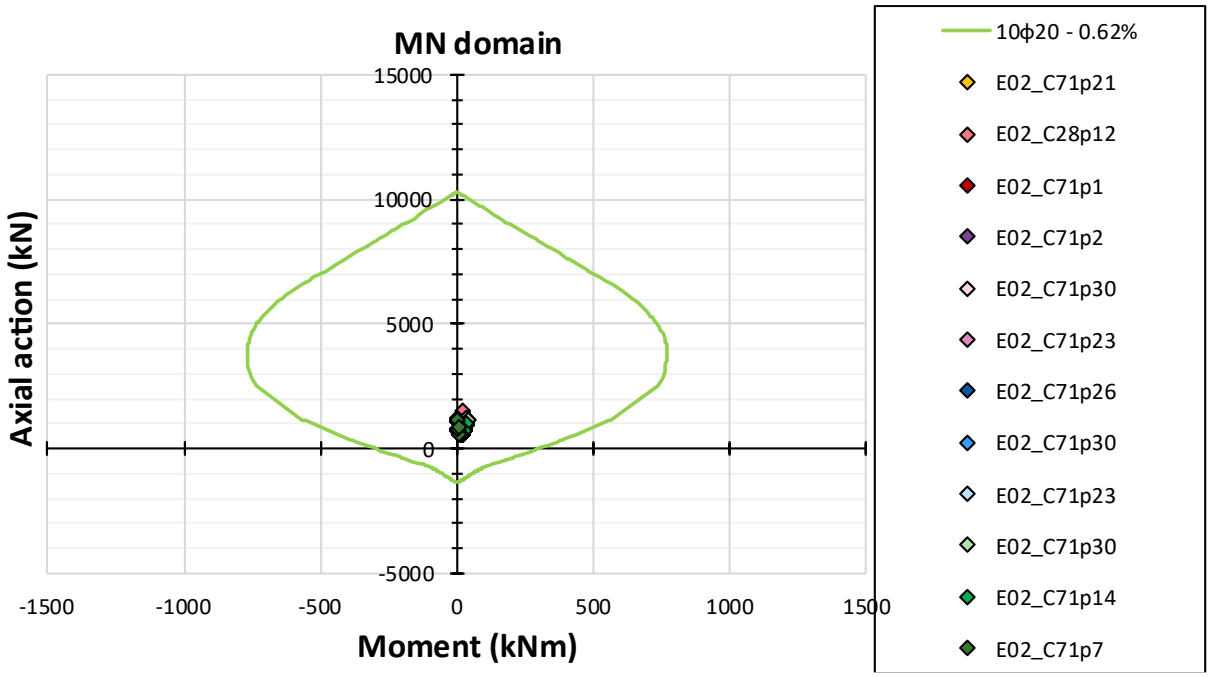
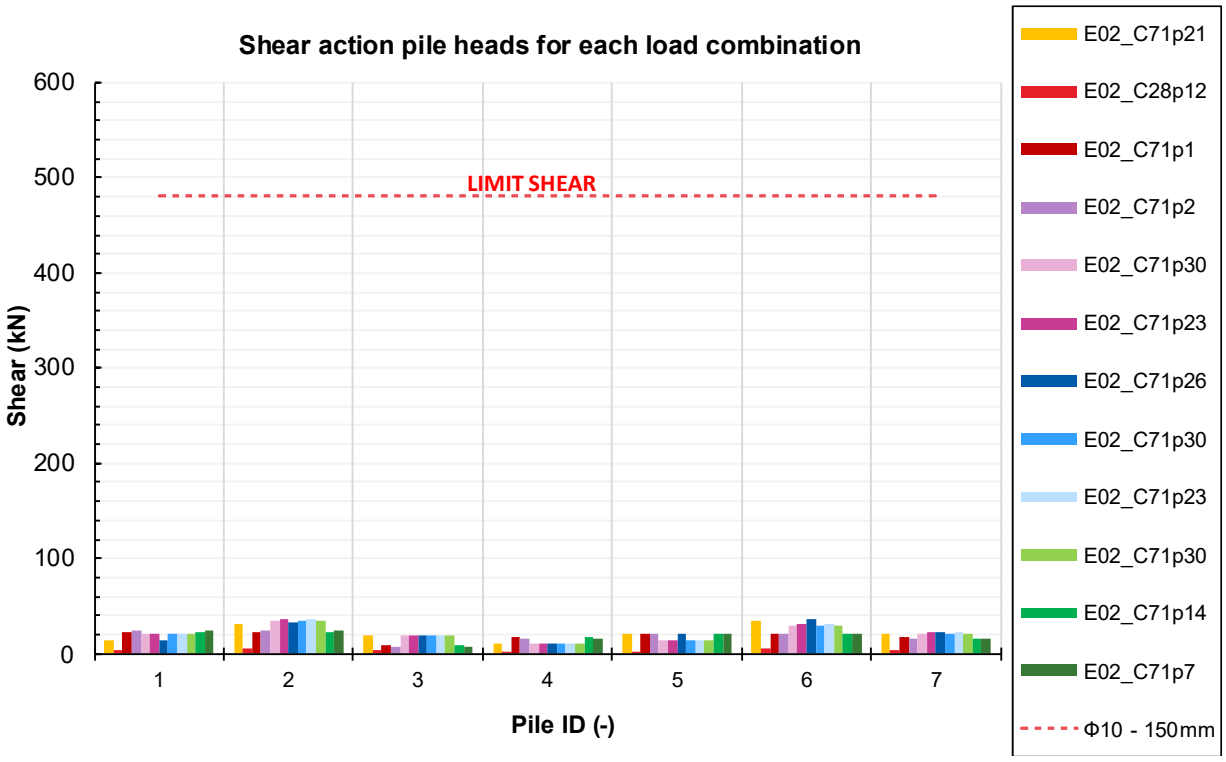
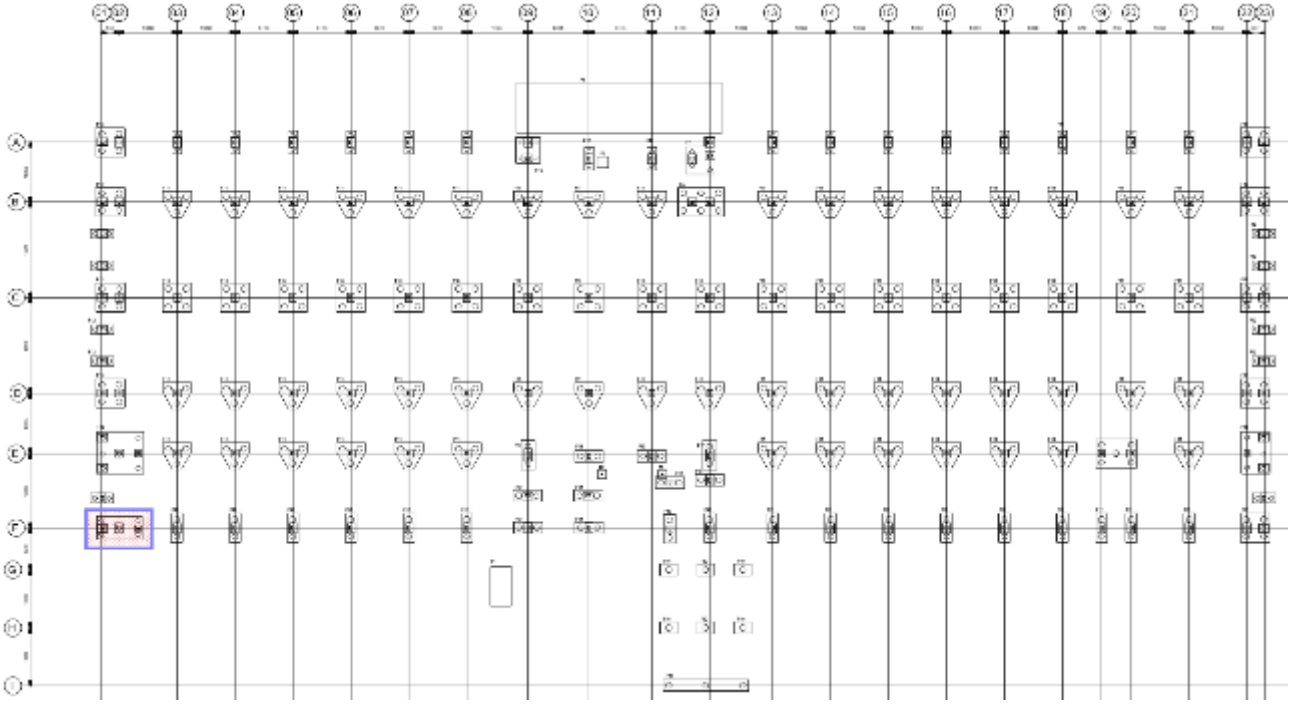


Diagramma MN, pali di fondazione E02 (D=800)

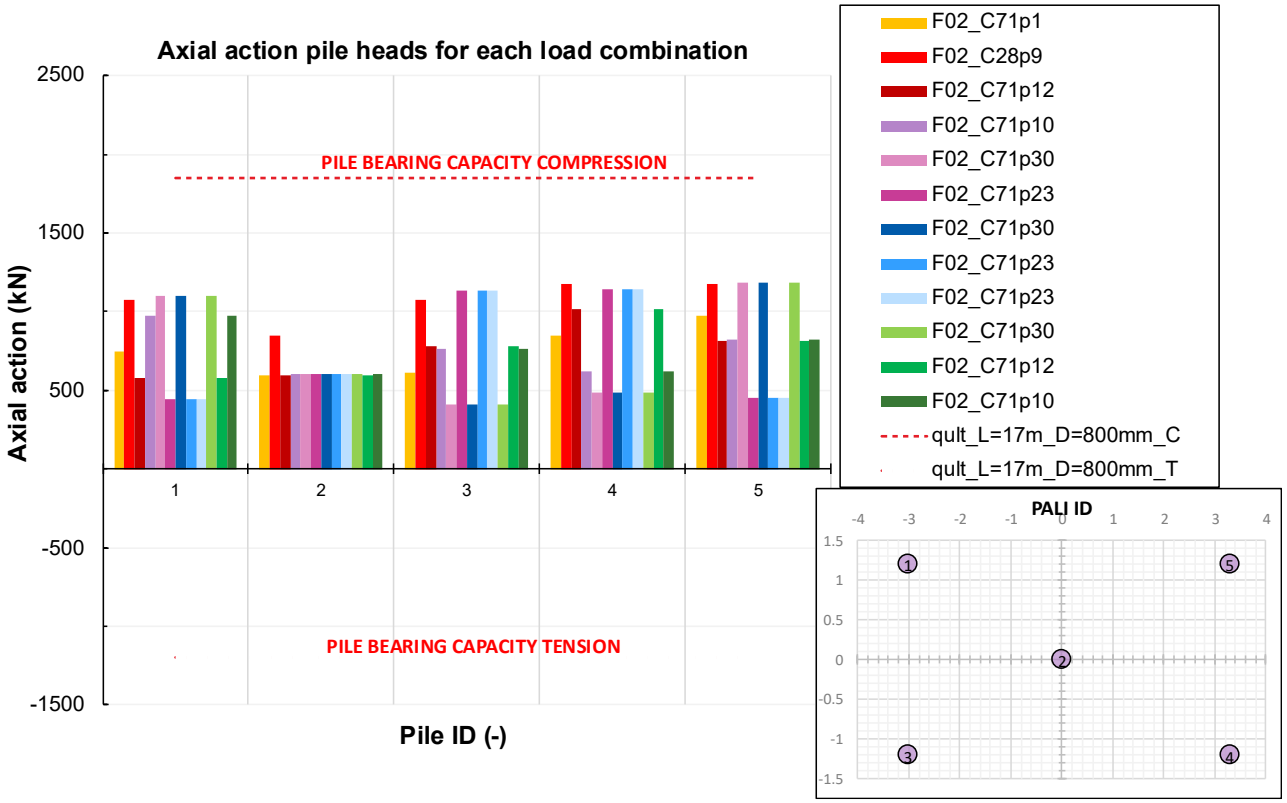


Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni E02

A.2 Fondazione F02



Vista in pianta della fondazione – Fondazione F02



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione F02, per le diverse combinazioni di carico.

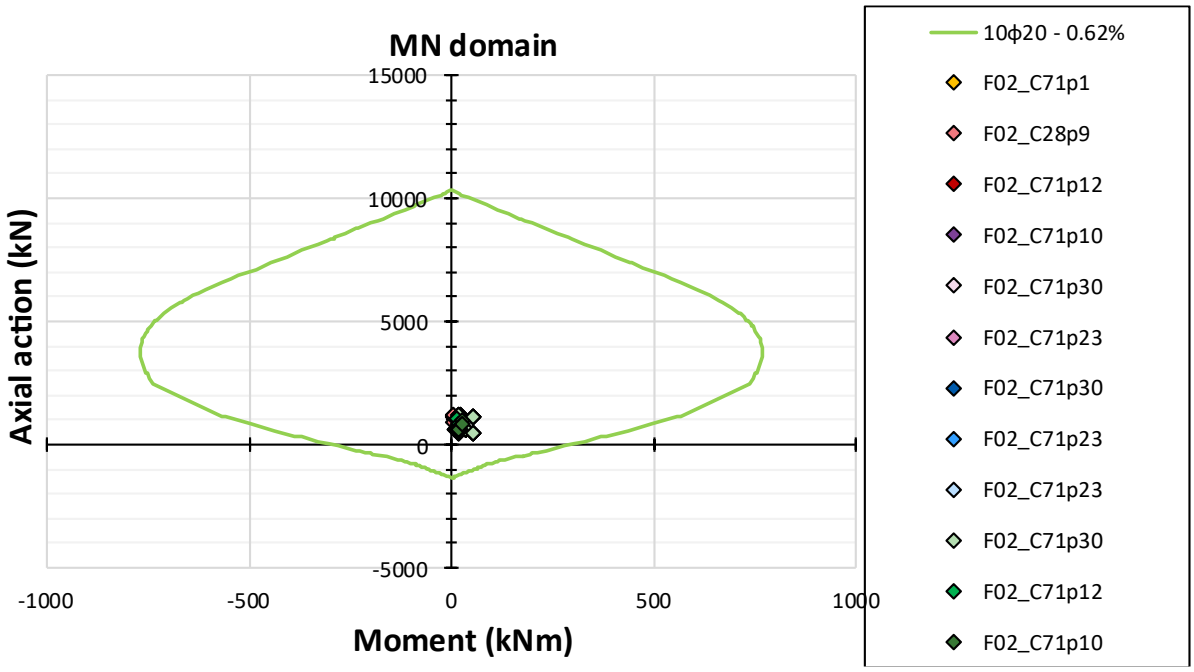
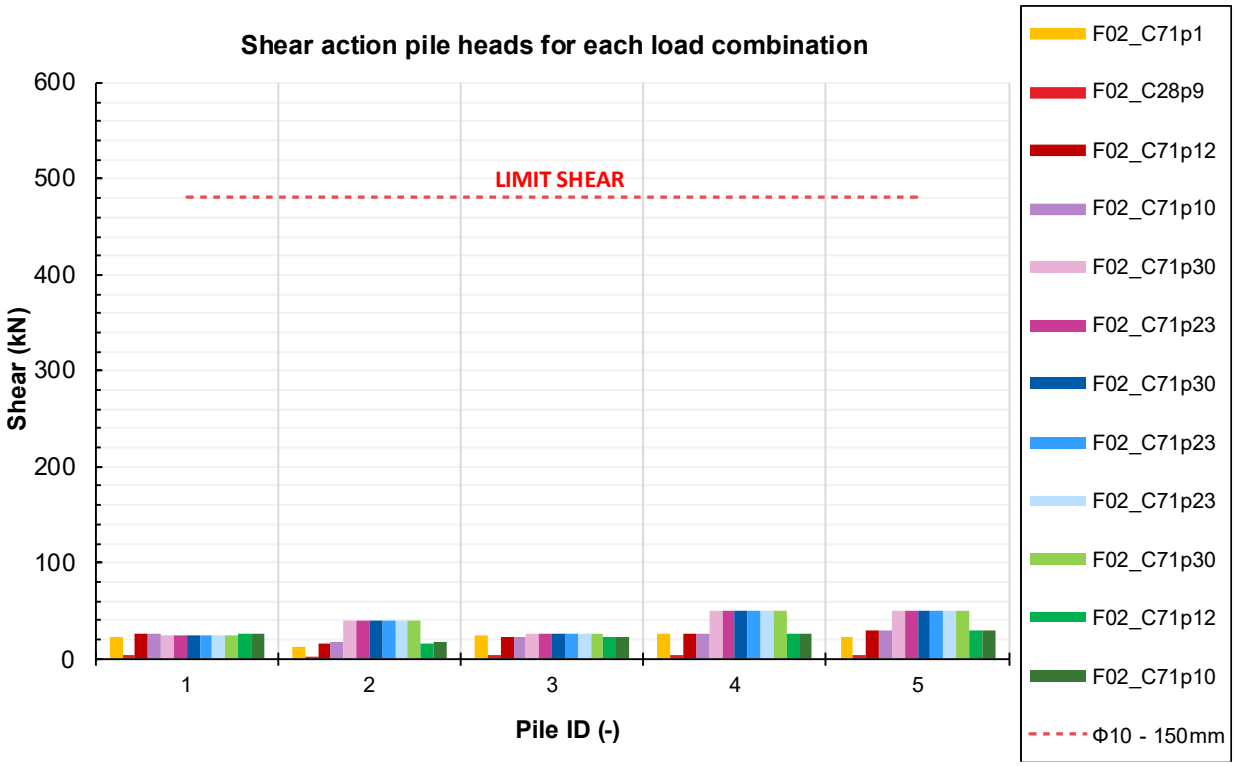
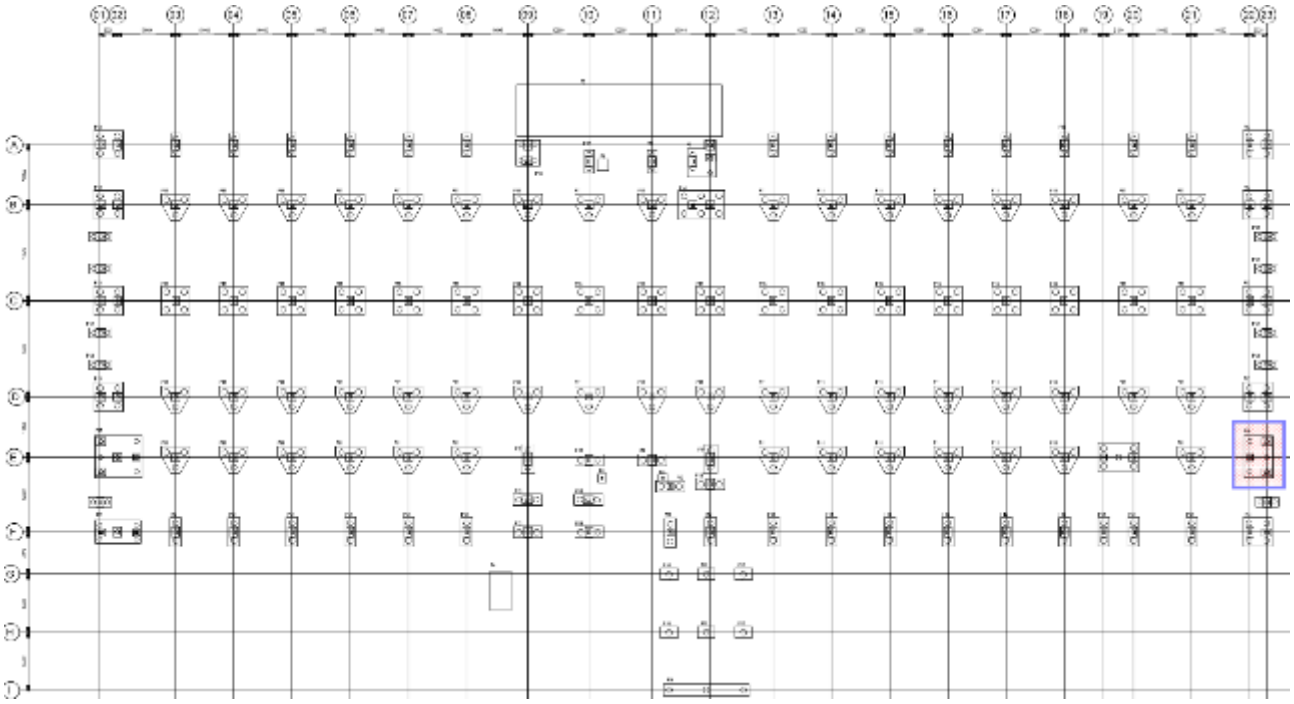


Diagramma MN, pali di fondazione F02 (D=800)

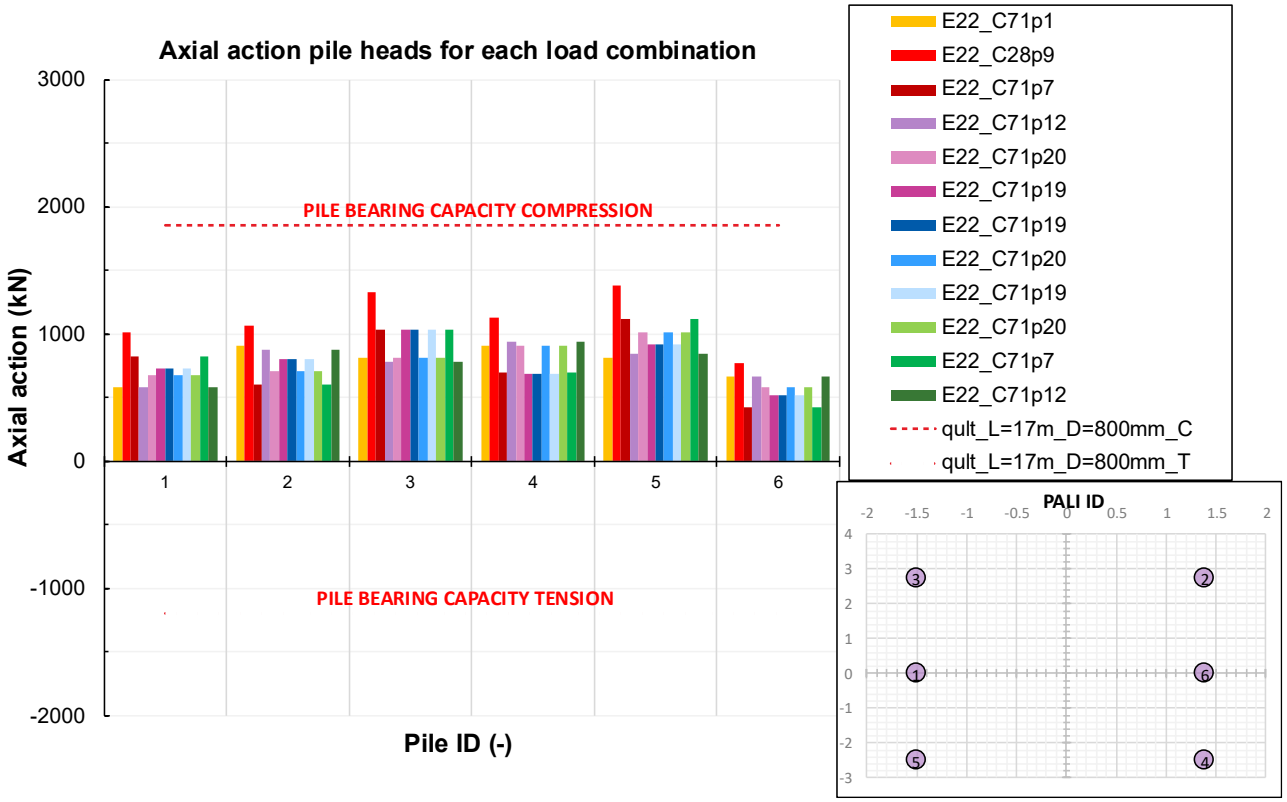


Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni F02

A.3 Fondazione E22



Vista in pianta della fondazione – Fondazione E22



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione E22, per le diverse combinazioni di carico.

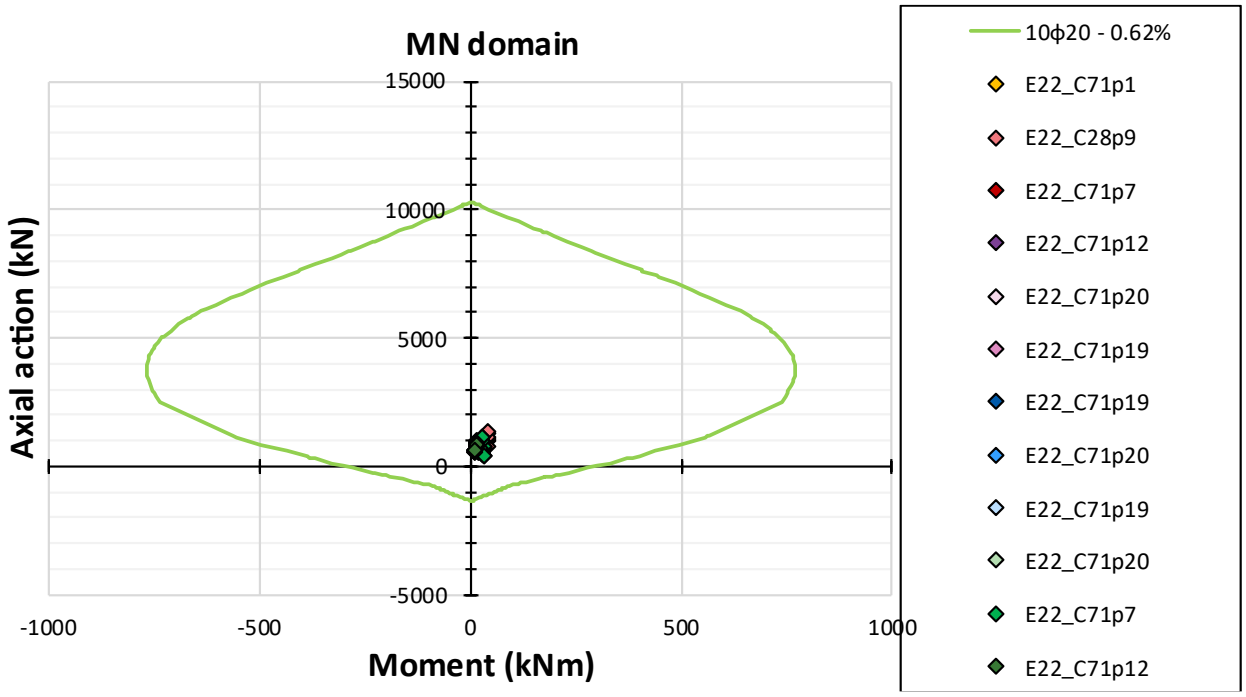
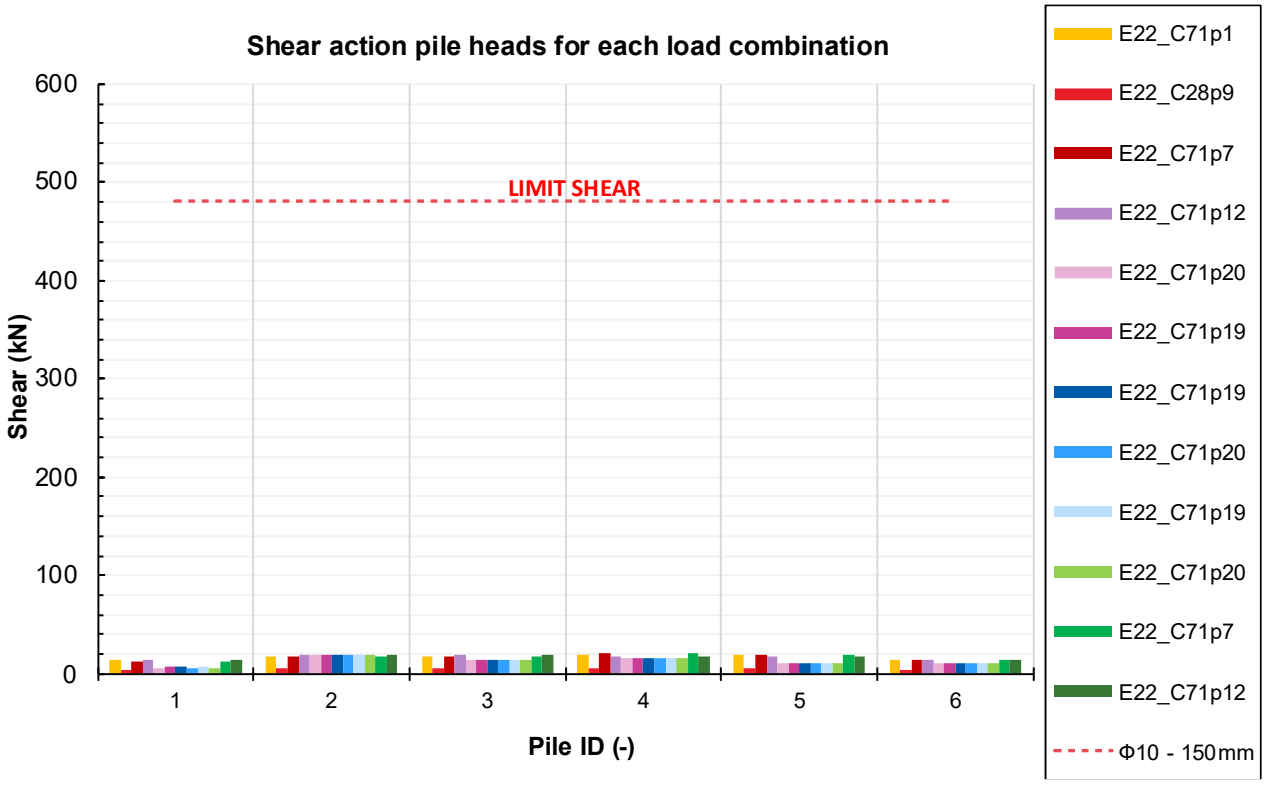
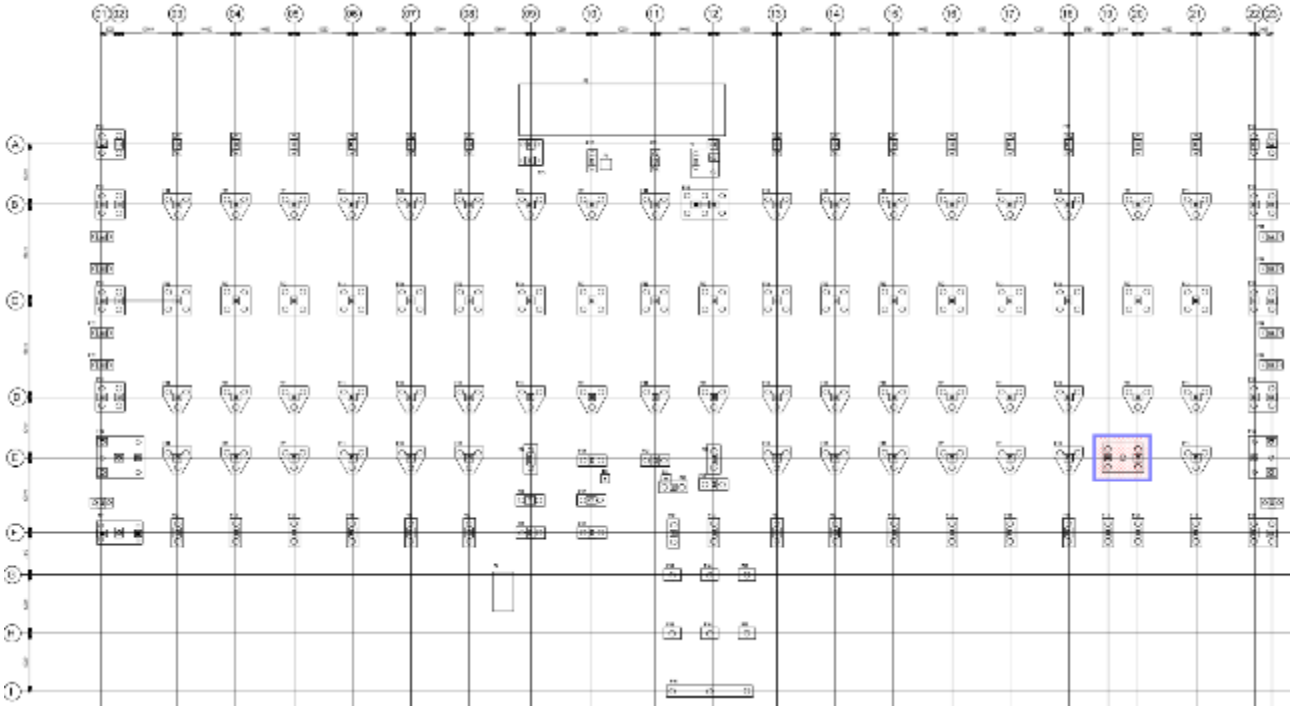


Diagramma MN, pali di fondazione E22 (D=800)

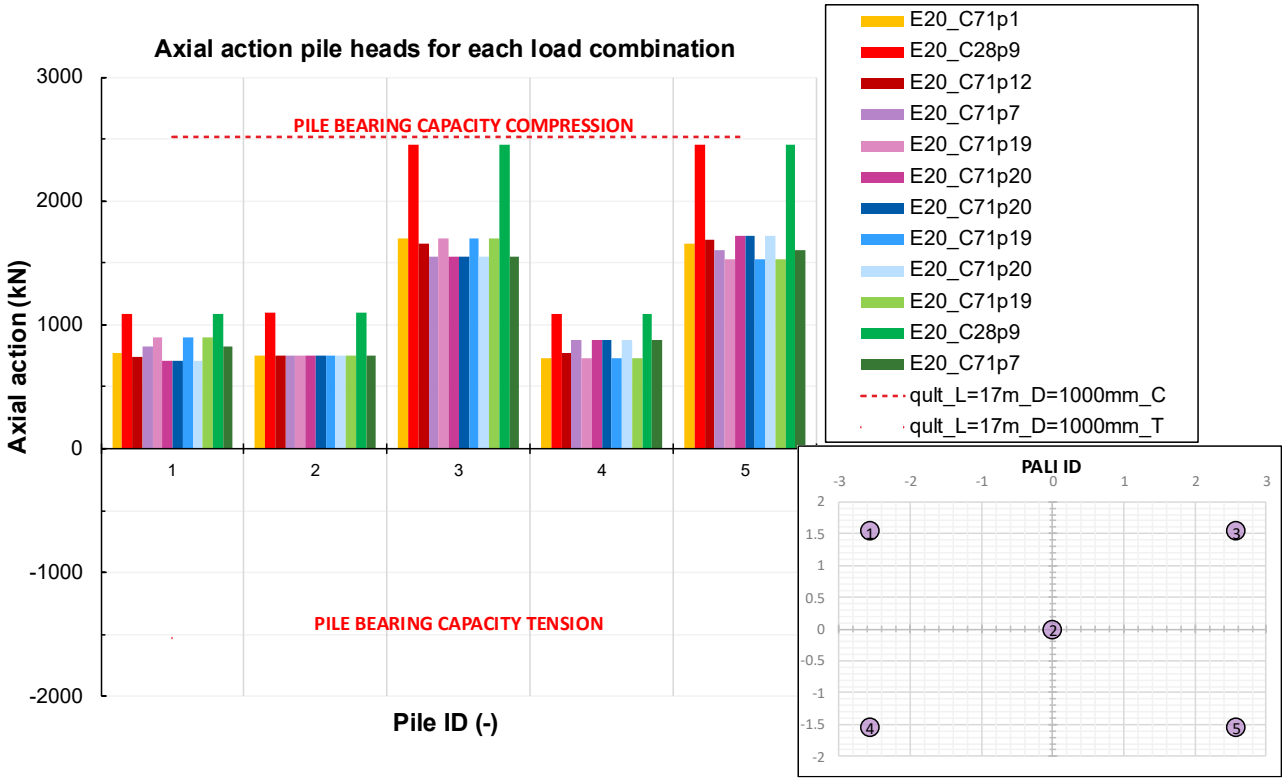


Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni E22

A.4 Fondazione E2 0



Vista in pianta della fondazione – Fondazione E20



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione E20, per le diverse combinazioni di carico.

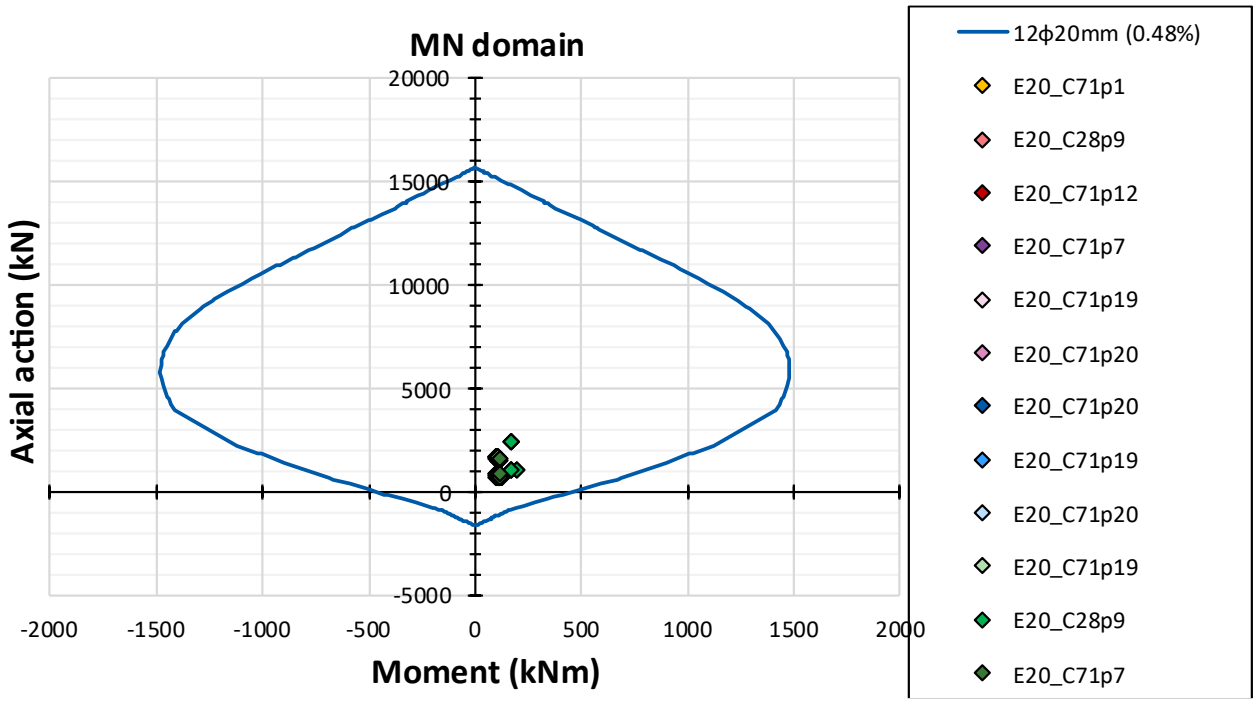
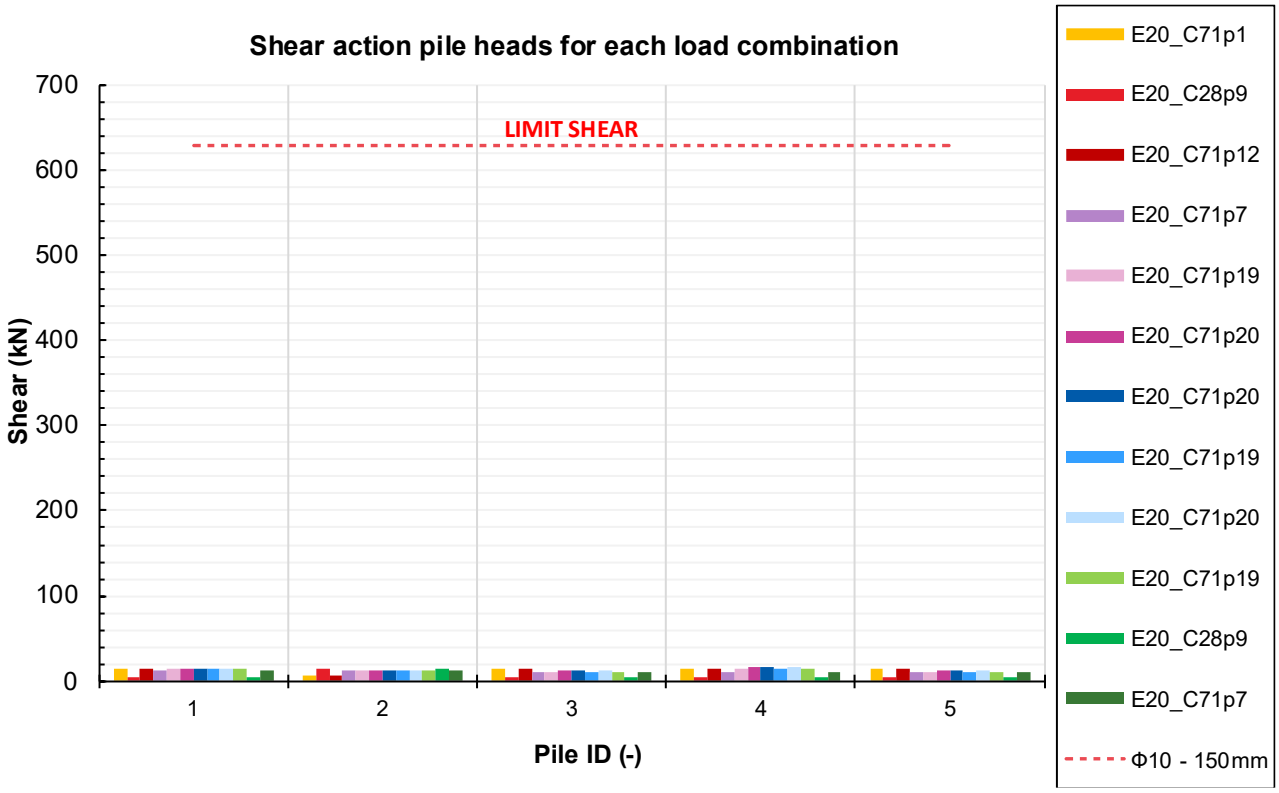
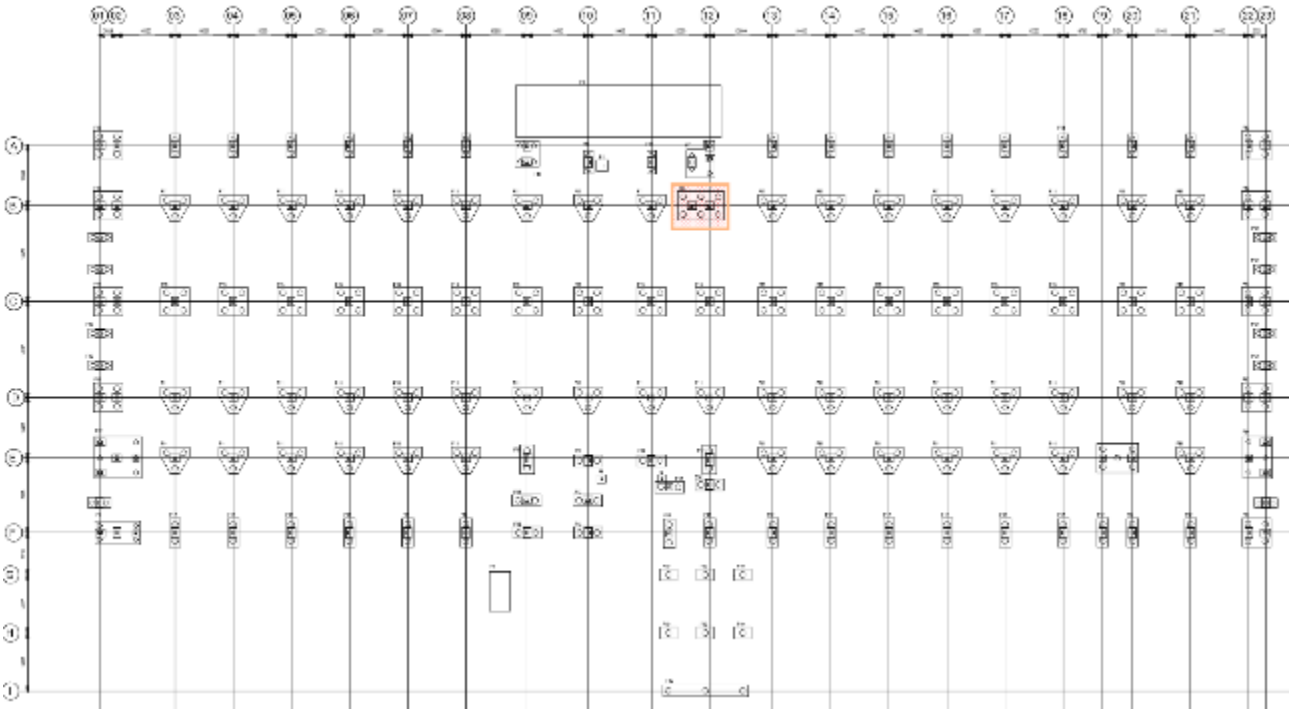


Diagramma MN, pali di fondazione E20 (D=1000)

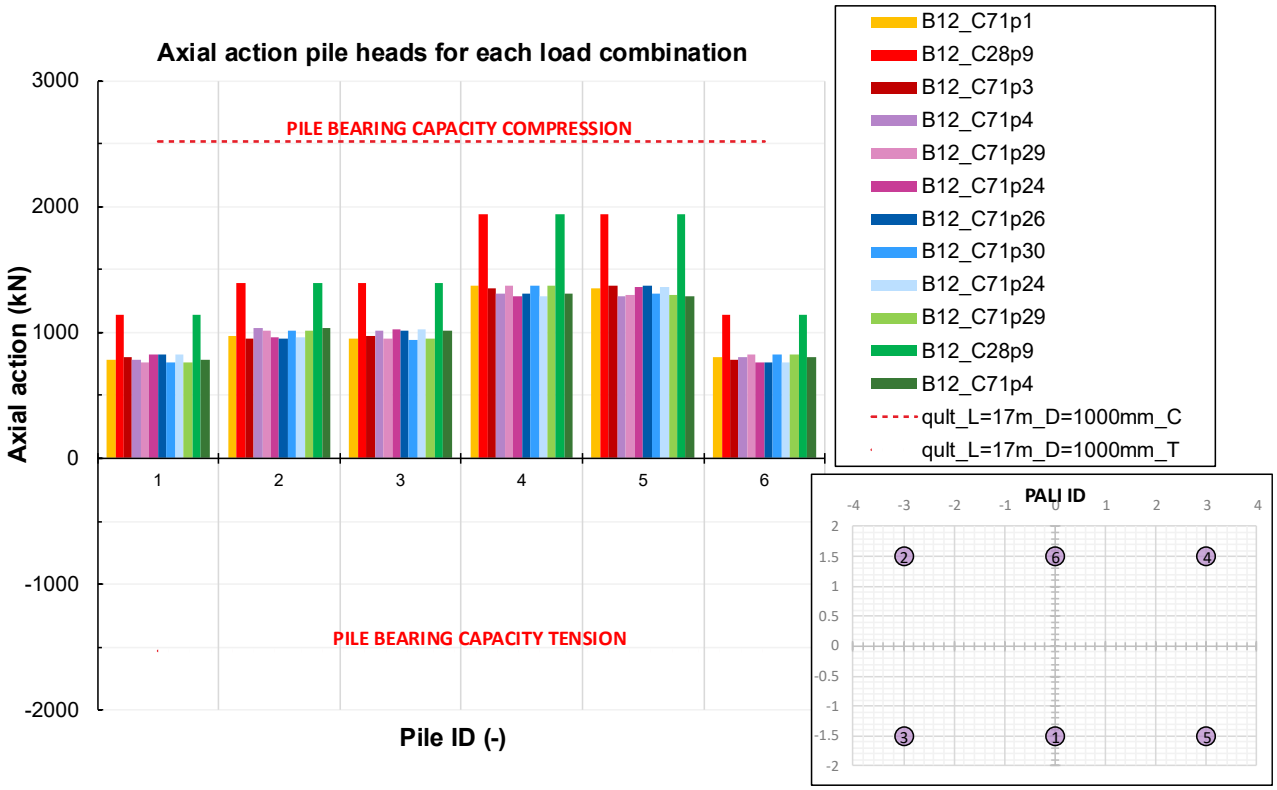


Azione di taglio agente in testa palo per tutti i casi di carico delle fondazioni E20

A.5 Fondazione B12



Vista in pianta della fondazione – Fondazione B12



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione B12, per le diverse combinazioni di carico.

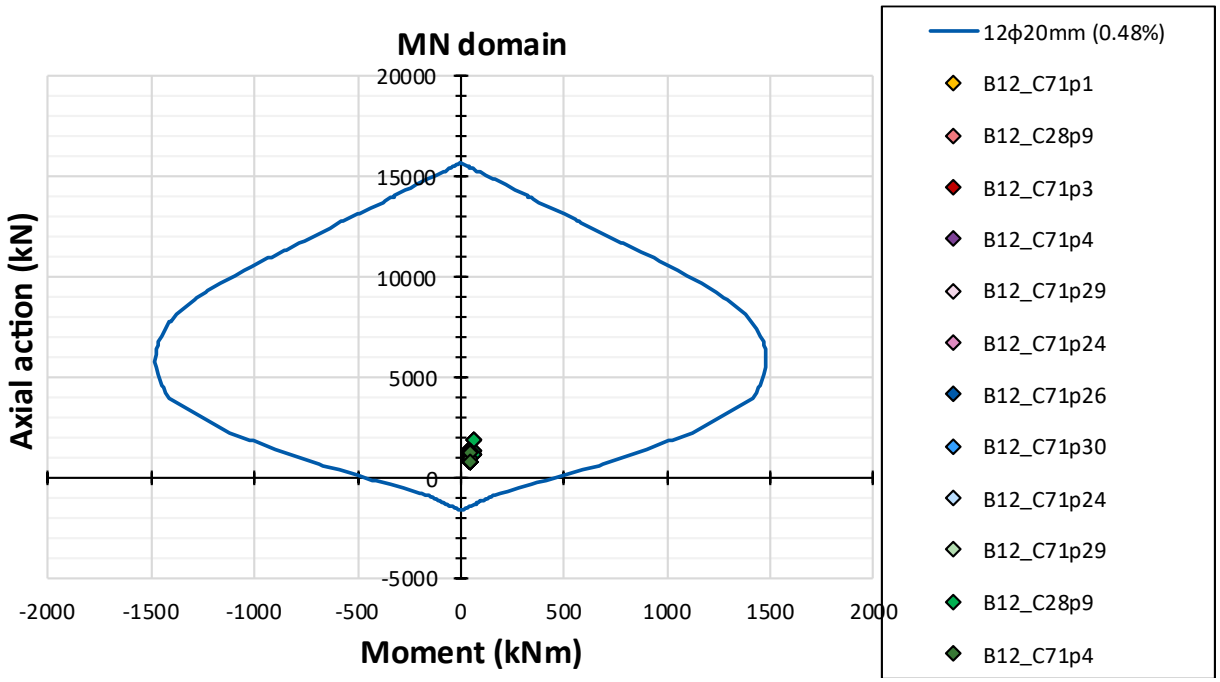
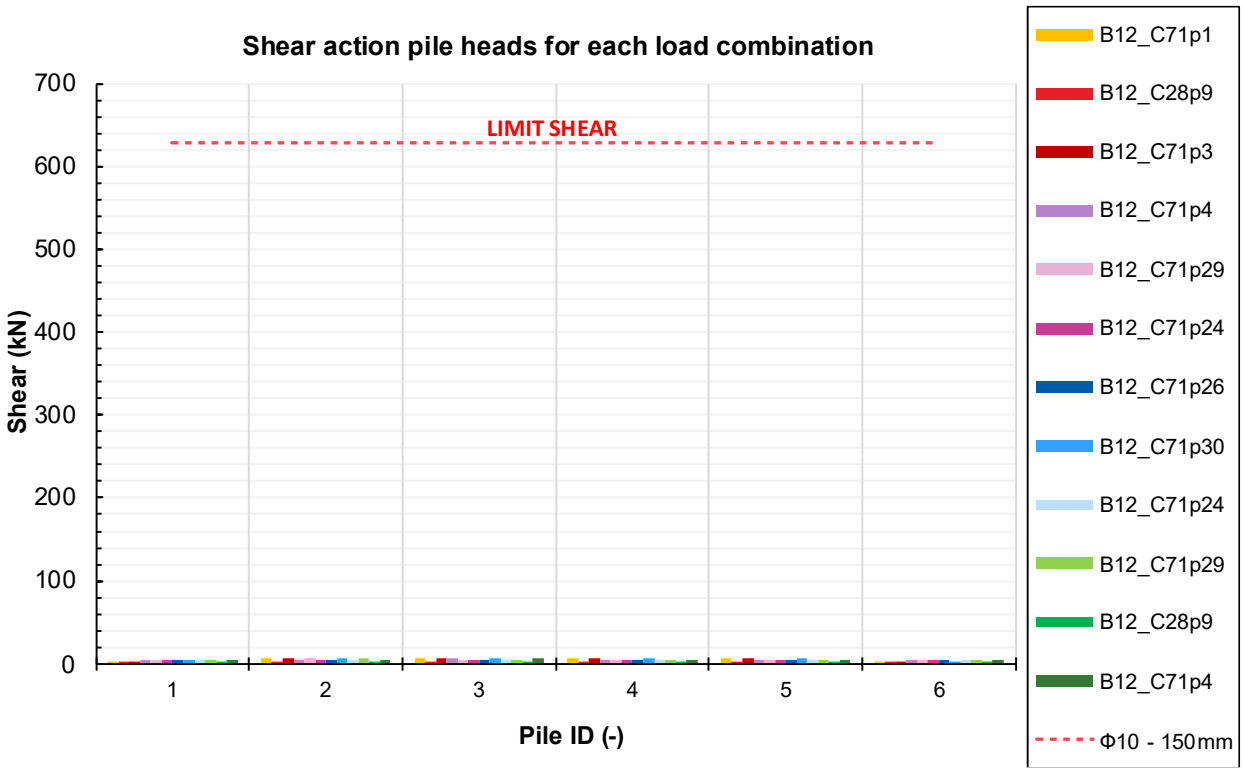
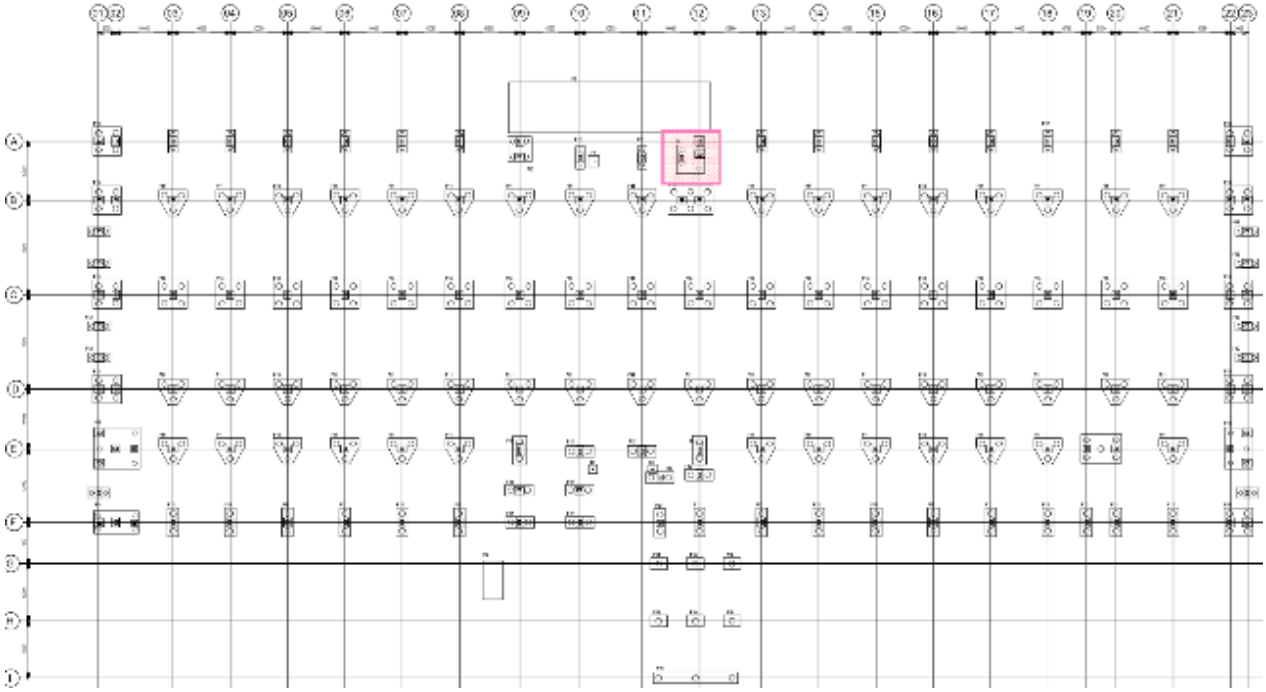


Diagramma MN, pali di fondazione B12 (D=1000)

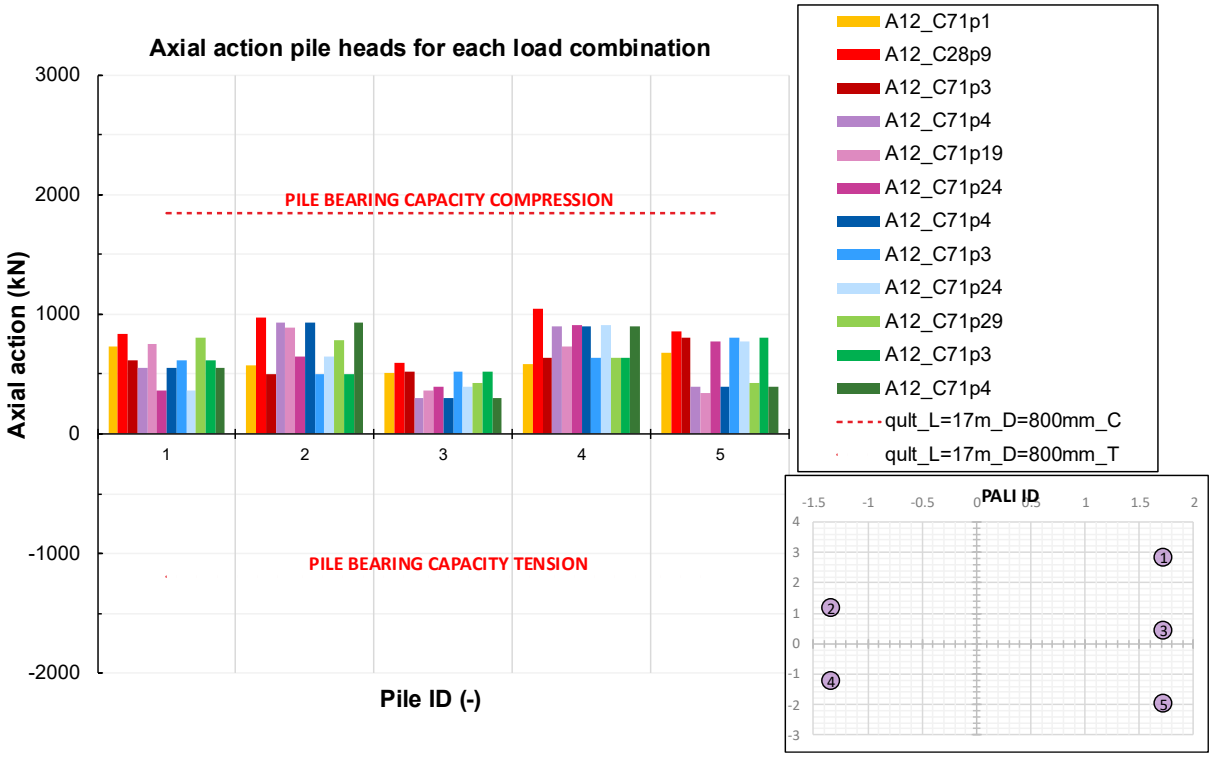


Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni B12

A.6 Fondazione A12



Vista in pianta della fondazione – Fondazione A12



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione A12, per le diverse combinazioni di carico

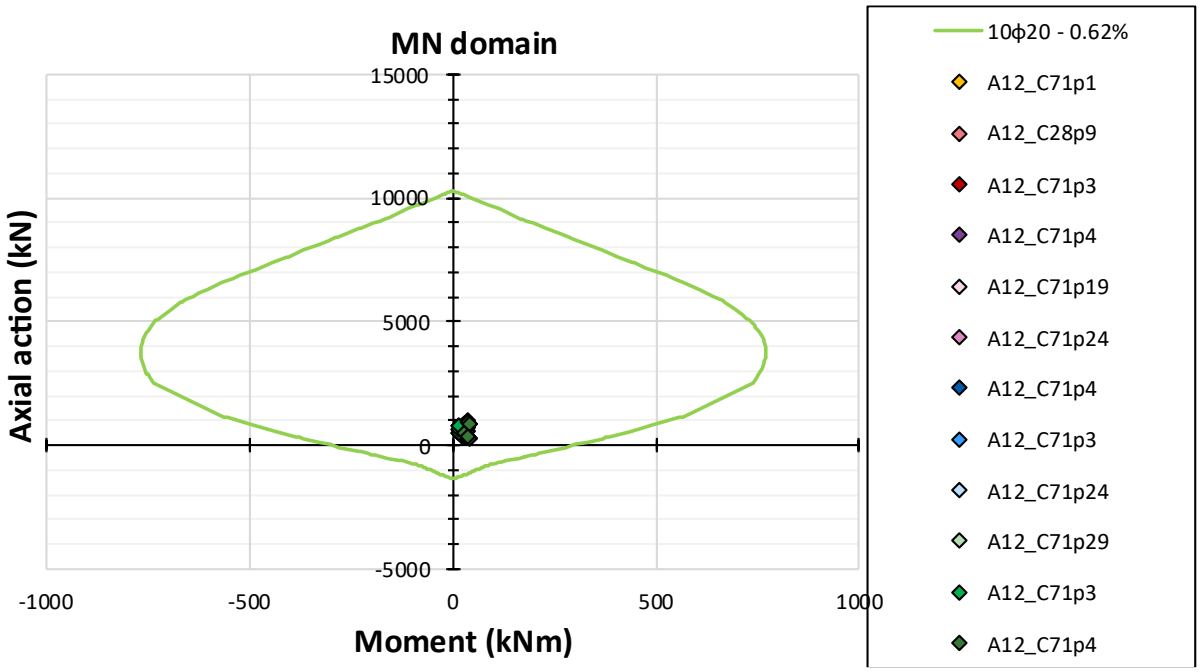
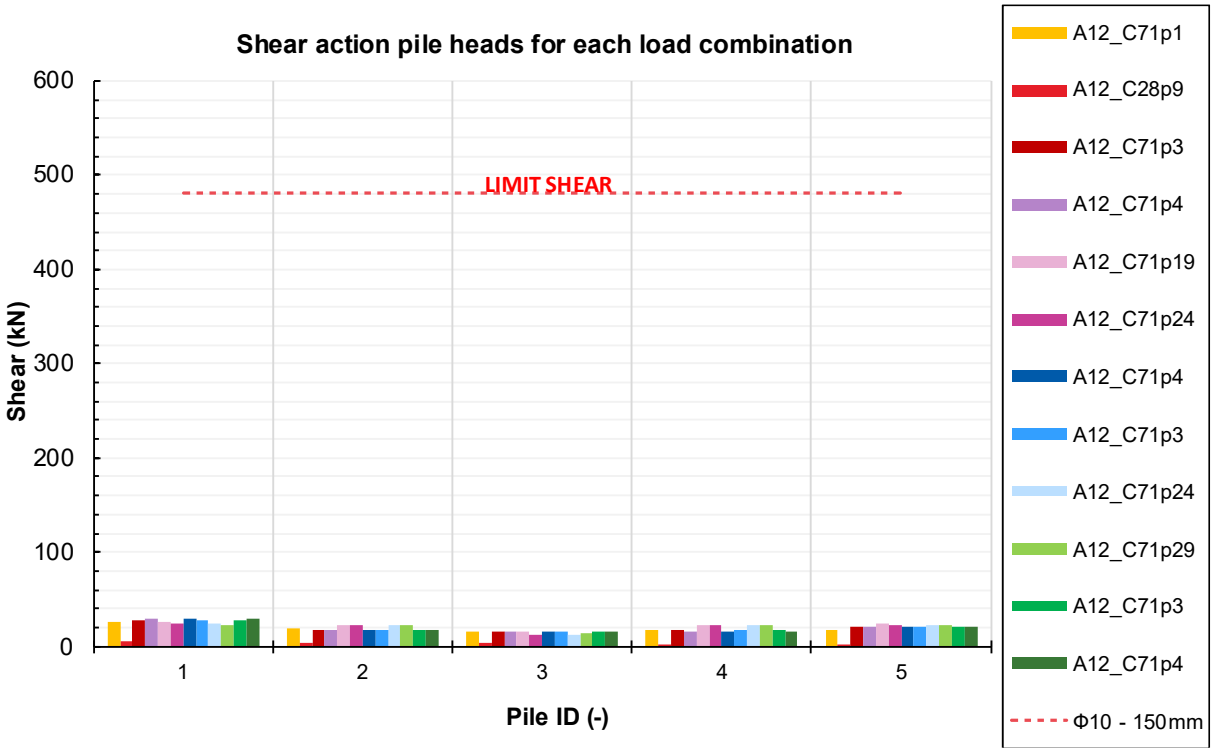
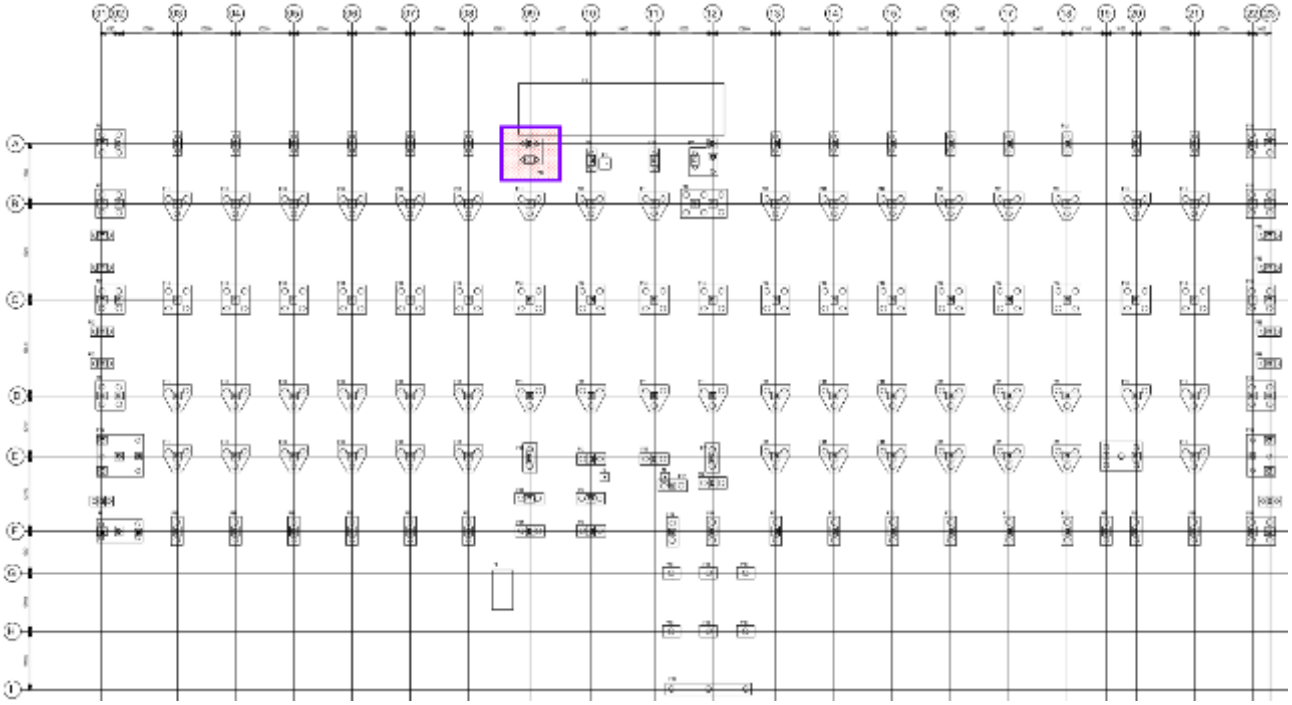


Diagramma MN, pali di fondazione A12 (D=800)

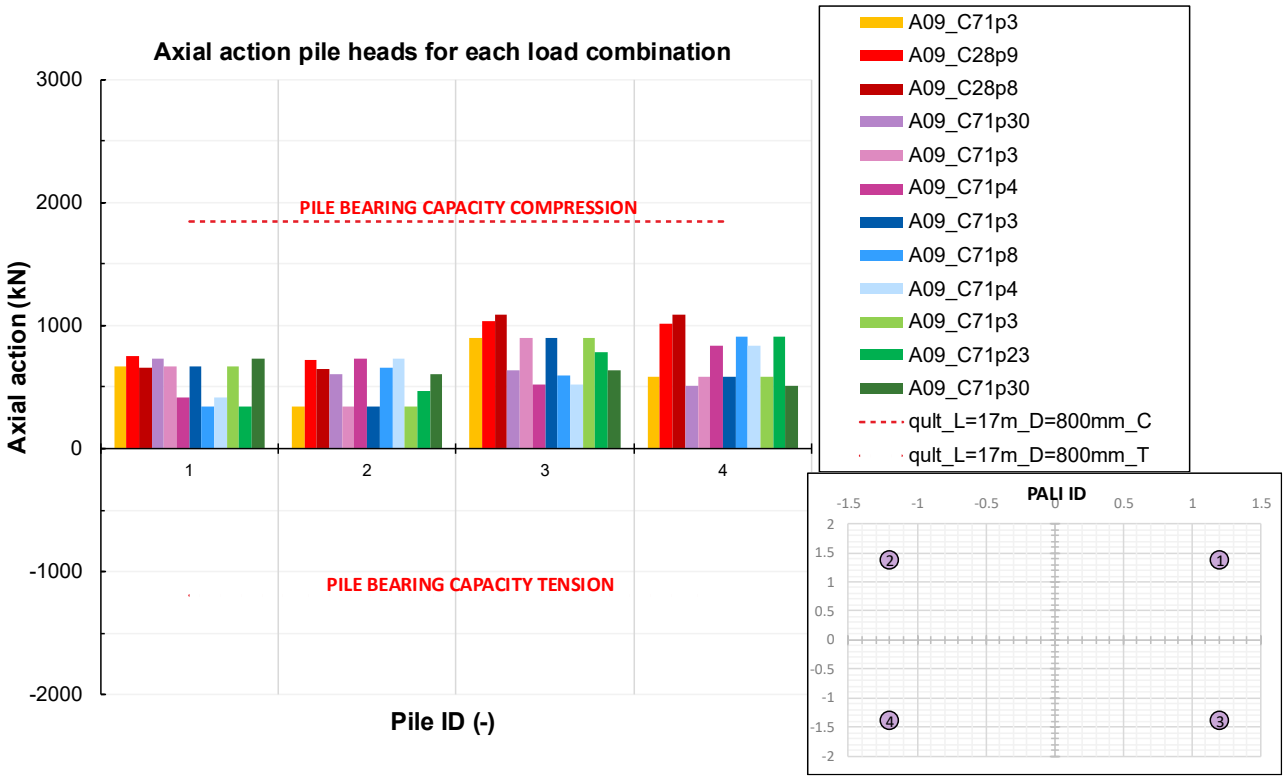


Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni A12

A.7 Fondazione A09



Vista in pianta della fondazione – Fondazione A09



Forze assiali in testa palo per ciascun palo della fondazione A09, per le diverse combinazioni di carico.

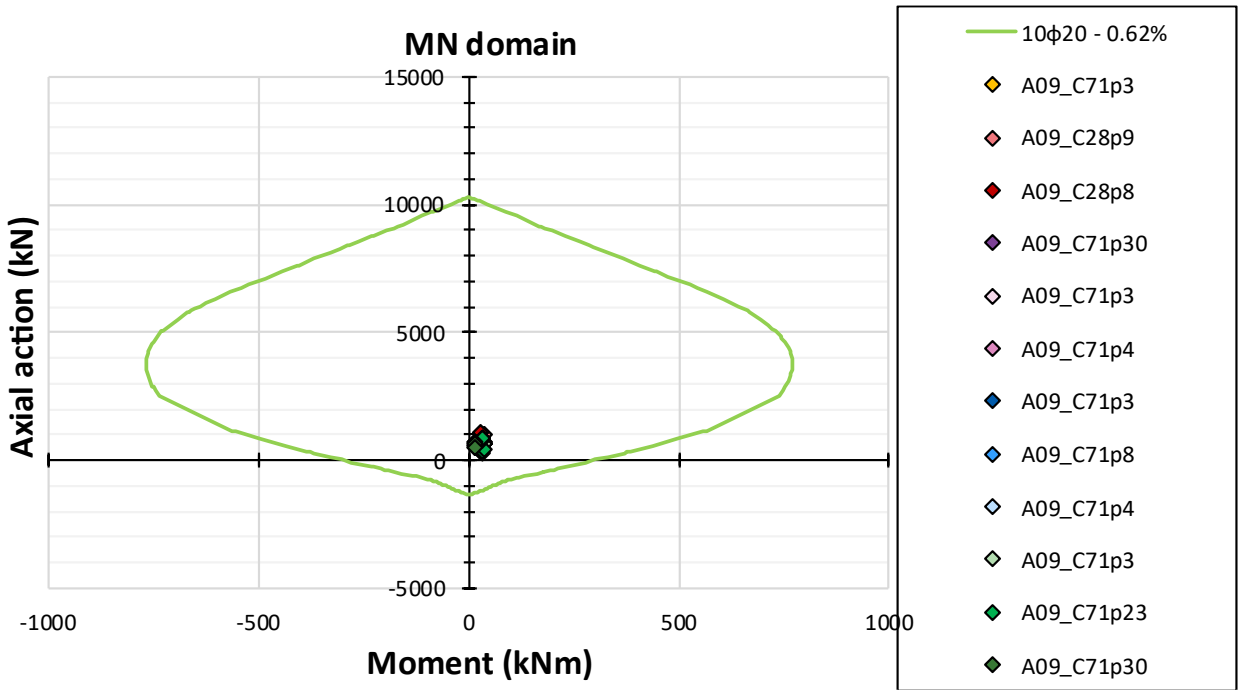
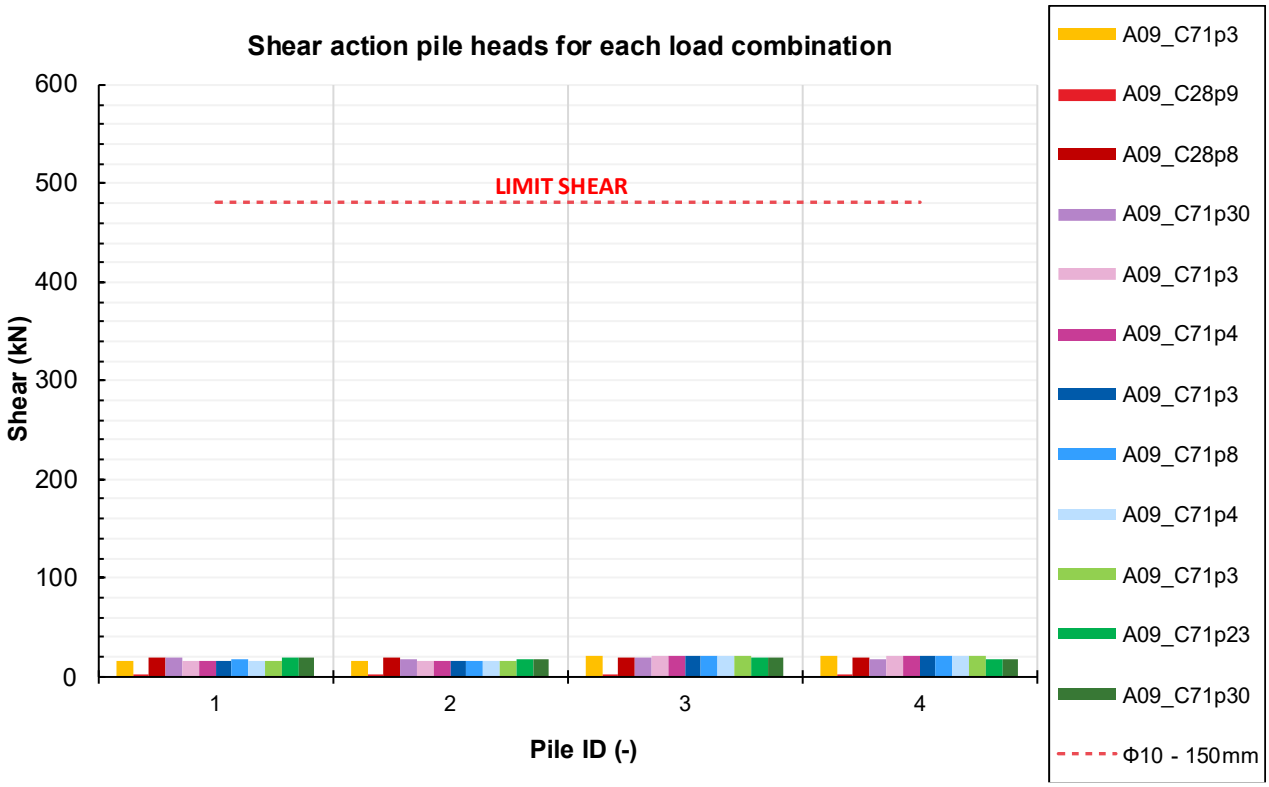


Diagramma MN, pali di fondazione A09 (D=800)



Azione di taglio agente in testa palo per le diverse combinazioni di carico delle fondazioni A09